

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



جامعة البليدة -1-

UNIVERSITE DE BLIDA-1-

كلية التكنولوجيا - دائرة الهندسة المدنية

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER** en **Génie Civil**

Option : Structures

Présenté par : **BELHADJI AHMED WALID** et **DEBAZI OUSSAMA**

Sujet

**ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT :
3 SOUS-SOL, RDC ,15 ETAGES EN BETON ARME**

Encadré par :

Mr SLITANE MOHAMED

Promotion : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur, qui sans lui, ce projet de fin d'étude n'aurait pas été possible. Il s'agit particulièrement de Monsieur SLITAN MOHAMED.

Nous remercions le président de jury ainsi que notre examinateur d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Enfin nous tenons à adresser un remerciement à nos très chères familles et aussi nos enseignants du département de Génie Civil qui ont été toujours présents pour nous encourager et nous soutenir.

DÉDICACES

*On dédie ce modeste travail surtout à nos familles qui nous ont beaucoup aidés tout au long de ce travail, et sans oublié nos collègues, nos amis, nos confrères et à tous qui nous connaissent.
Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

DEBAZI OUSSAMA

BELHADJI AHMED WALID

RESUME

Ce projet présente une étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation, commerce et parking, composé de deux blocs mitoyens, chaque bloc comporte trois sous-sols, un rez-de-chaussée plus quinze étages pour le bloc A et un étage pour le bloc B, elle est implantée à la Wilaya de Bejaia. Cette région est classée en zone sismique (IIa) selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/Version2003**). Ce travail qui nous a été confié est constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (**C.B.A.93, B.A.E.L.91** modifié en 99 et RPA99/V2003), l'analyse sismique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse **ETABS 2016**

Mots clés : Béton Armé, Bâtiment, Séisme, Management, RPA99/V2003, C.B.A.93, B.A.E.L91, ETABS 2016.

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة لهيكل خرساني مقوى للاستخدامات السكنية والتجارية ومواقف السيارات، ويتألف من بنائين متجاورين، كل مبنى به ثلاث طوابق تحت الأرض، وطابق أرضي بالإضافة إلى خمسة عشر طابقاً للمبنى أ وطابق واحد للمبنى ب، ويقع في ولاية بجاية التي يتم تصنيفها على أنها منطقة زلزالية رقم 2. حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومه الزلازل. هذا العمل الذي كلفنا به يهدف الى تحليل وقياس البناء مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها مثل نظام مقاومه الزلازل 1999 نسخته 2003 وقواعد حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة 1993 وقوانين حساب الخرسانة المسلحة 1991 نسخة 1999، تم اجراء التحليل الزلزالي للهيكل باستخدام برنامج تحليل اتابس 2016

الكلمات الرئيسية: الخرسانة المسلحة، البناء، الزلازل، الإدارة، نظام مقاومه الزلازل 1999 نسخته 2003، حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة 1993، قوانين حساب الخرسانة المسلحة 1991 نسخة 1999، اتابس 2016.

SOMMAIRE :

INTRODUCTION GENERALE	
Chapitre I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux	
I.1. Introduction	3
I.2. Présentation du bâtiment	4
I.3. Caractéristiques géométriques de la structure	4
I.3.1. Dimension en élévation	4
I.3.2. Dimension en plan	5
I.3.3. Conception de la structure	5
I.3.3.1. Ossature	5
I.3.3.2. Plancher	6
I.3.3.3. Les escaliers	6
I.3.3.4. La maçonnerie	6
I.3.3.5. Revêtement	7
I.3.3.6. Acrotères	7
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
I.4.1. Le béton	7
I.4.1.1. Résistance mécanique du béton	8
I.4.1.2. Déformations longitudinales du béton	8
I.4.1.3. Module de déformation transversale	9
I.4.1.4. Coefficient de poisson	9
I.4.1.5. Contraintes limites	9
I.4.2. L'acier	11
I.4.2.1. Les différents types d'aciers	11
I.4.2.2. Contrainte de calcul d'aciers	12
I.4.2.3. Module d'élasticité longitudinal	13
I.4.3. Les notions de calcul	13
I.4.4. Sollicitations de calcul vis à vis des états limites	14
I.4.4.1. Etat limite ultime	14
I.4.4.2. Etat limite de service	14

I.4.4.3. Cas sismique	14
I.5. CONCLUSION	14
Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges	
II.1 INTRODUCTION	16
II.2 Pré dimensionnement du Bloc A	16
II.2.1 Pré dimensionnement des poutres	16
II.2.1.1 Définition	16
II.2.1.2. Pré dimensionnement	16
II.2.2 Pré dimensionnement des planchers	18
II.2.2.1. Plancher corps creux	18
II.2.2.2 Dalle pleine	19
II.2.2.3 Balcon (Dalle plein)	19
II.2.3 Pré dimensionnement des poteaux	19
II.2.3.1 Calcul des charges permanentes et surcharges	20
II.2.3.1.1 Charges permanentes	20
II.2.3.1.2 Calcul des surcharges	22
II.2.3.1.3 Descente de charges	23
II.2.3.1.3 Dégression des surcharges d'exploitation	25
II.2.4 Pré dimensionnement des voiles	29
II.3 Pré dimensionnement du Bloc B	30
II.3.1 Pré dimensionnement des poutres	30
II.3.1.1 Définition	30
II.3.1.2. Pré dimensionnement	30
II.3.2 Pré dimensionnement des planchers	32
II.3.2.1. Plancher corps creux	32
II.3.2.2. Dalle pleine	33
II.3.3 Pré dimensionnement des poteaux	33
II.3.3.1 Calcul des charges permanentes et surcharges	33
II.3.3.1.1 Charges permanentes	33
II.3.3.1.2 Calcul des surcharges	35
II.3.3.1.3 Descente de charges	35
II.3.4 Pré dimensionnement des voiles	40
II.4 Conclusion	42

Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1. INTRODUCTION	44
III.2 L'ACROTERE	45
III.2.1. Evaluation des charges	47
III.2. Étude des escaliers	47
III.2.2. Pré-dimensionnement des escaliers	48
III.2.3. Ferrailage des escaliers	50
III.2.4. Vérification des contraintes su béton	53
III.3. Etude poutre palière	55
III.3.1. Dimensionnement	55
III.4. Etude des poutrelles	59
III.4.1. Introduction	59
III.4.2 Dimensionnement des poutrelles	59
III.4.3. Les déferont types des poutrelles	60
III.4.4 Calcul des poutrelles	61
III.4.4.1. Sollicitation des poutrelles	61
III.4.4.2 Calcul du ferrailage	62
III.4.4.3 Vérification de la flèche	65
III.4.4. Ferrailage de la dalle de compression	69
III.5. Etude du plancher dalle pleine	70
III.5.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle	70
III.5.2. Combinaisons d'action	70
III.5.3. Calcul des moments fléchissant	70
III.5.4. Les moments totaux appliqués sur la dalle	70
III.5.5. Calcul du ferrailage de la dalle	71
III.5.5.1. Calcul des armatures longitudinales	71
III.5.5.2. Vérification de l'effort tranchant	74
III.5.5.3. Vérification de la flèche	74
III.6. Etude de la dalle du Balcon	75
III.6.1. Types des balcons	75
III.6.2. Charges et surcharges supportées par le balcon	75
III.6.3. Moments fléchissant et efforts tranchants	76

III.6.4. Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon	77
III.6.4.1. Calcul des armatures longitudinales	77
V.6.4.2. Vérification au cisaillement	79
III.6.4.3. Vérification de la flèche	79
III.6.4.4. Schéma de ferrailage de balcon	79
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1. Introduction	81
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	81
IV.3. Modélisation de la structure	81
IV.4. Méthodes de calcul	82
IV.4.1. Méthode statique équivalente	82
IV.4.1.1. Principe	82
IV.4.1.2. Domaine d'application	82
IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale :	83
IV.4.2.1. Principe	83
IV.4.2.2. Domaine d'application	83
IV.4.3. Choix de la méthode	83
IV.5. Combinaison d'action	84
IV.6. Méthode statique équivalente	84
IV.6.1. Coefficient d'accélération de zone (A)	85
IV.6.2. Coefficient de comportement global de la structure (R)	85
IV.6.3. Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T)	85
IV.6.4. Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	86
IV.6.5. Facteur de qualité (Q)	87
IV.6.6. Le poids total de la structure (W_t)	87
IV.6.7. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V)	88
IV.7. Analyse des modèles	88
IV.7.1. Les différentes dispositions des voiles	90
IV.8. Méthode dynamique modale spectrale :	92
IV.8.1. Spectre de réponse :	93
IV.8.2. Résultante des forces sismiques de calcul	93
IV.8.3. Vérification des conditions du facteur de comportement (R)	94

IV.8.4. Justification de l'effort normal réduit	95
IV.8.5. Vérification des déplacements inter étage	95
IV.8.5. Vérification des déplacements inter étage	97
IV.8.6. Justification de la largeur de joint sismique	99
IV.9. Conclusion	100
Chapitre v : Etude des éléments structuraux	
V.1. Introduction	102
V.2. Etude des poteaux	102
V.2.1. Introduction	102
V.2.2. Combinaisons des charges	102
V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	103
V.2.4. Sollicitations à considérer	104
V.2.5. Calcul du ferrailage longitudinal	104
V.2.6 Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service	108
V.2.7. Calcul du ferrailage transversal	109
V.3. Etude des poutres	112
V.3.1. Introduction	112
V.3.2. Combinaisons des charges	112
V.3.3. Recommandations du RPA99, version 2003	112
V.3.4. Sollicitations dans les poutres	112
V.3.5. Calcul des poutres	114
V.3.5.1. Calcul des armatures longitudinales	114
V.3.5.2. Vérification au cisaillement	117
V.3.5.3. Détermination du diamètre des armatures transversales	117
V.3.5.4. Calcul d'espacement des cadres	118
V.3.5.5. Arrêt des barres	120
V.3.5.6. Vérification de la flèche	120
V.4. Étude des voiles	124
V.4.1. Introduction	124
V.4.2. Armatures verticales	126
V.4.3. Armatures horizontales	127
V.4.4. Armatures transversales	127

V.4.5. Diamètre max des armatures	127
V.4.6. Espacement	127
V.4.7. Vérification de la contrainte de cisaillement	128
V.4.8. Calcule de ferrailage	128
V.4.8.1. Déterminations des sollicitations	128
V.4.8.2. Armatures horizontales	129
V.4.8.2. Armatures verticales	130
Chapitre v : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction	137
VI.2. Hypothèses de calcul	137
VI.3. Choix du type de fondation	137
VI.4. Etude du radier général	138
VI.4.1. Pré-dimensionnement du radier	138
VI.4.2 Caractéristiques géométriques du radier	140
VI.4.3Vérifications Nécessaires	141
VI.4.3.1 Vérification de la Stabilité du Radier	141
VI.4.3.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier	142
VI.4.3.3. Ferrailage du radier	143
VI.5. Etude du voile périphérique	153
VI.5.1. Dimensions du voile	154
VI.5.2. Evaluation des charges	154
VI.5.3. Caractéristiques géotechniques du sol	154
VI.5.4. Calcul de forces	154
VI.5.5. Combinaisons d'actions	155
VI.5.6. Calcul de ferrailage	155
VI.5.7. Disposition constructive	156
VI.5.8. Vérification de l'effort tranchant	156
VI.6. Conclusion	157
CONCLUSION GENERALE	

LISTE DES FIGURES :

Figure I.1: Dimensions en plan de la structure	4
Figure I.2 : Plancher à corps creux	5
Figure I.3 : Plancher à dalle pleine	6
Figure I.4 : Brique utilisé	6
Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformation de béton	9
Figure I.6 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS	11
Figure I.7 : Diagramme contraintes déformations de l'acier	13
Figure II.1 : Poutres principales	17
Figure II.2 : Poutres secondaires	17
Figure II.3 : Coupe transversale du mur extérieur	21
Figure II.4 : Coupe transversale des murs intérieurs	22
Figure II.5 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité	23
Figure II.6 : Poutres principales	31
Figure II.7: Poutres secondaires	31
Figure II.8 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité	36
Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère	44
Figure III.2: Sollicitation de l'acrotère	45
Figure III.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère	47
Figure III.4 : Vue d'escalier en trois dimensions	47
Figure III.5 : Vue en plan d'escalier	48
Figure III.6 : Section d'escalier à ferrailer	50
Figure III.7 : Moment fléchissant a l'ELU	51
Figure III.8 : Moment fléchissant a l'ELS	51
Figure III.9 : ferrailage de l'escalier	55
Figure III.10 : ferrailage de poutre palière	58
Figure III.11 : Plancher en corps creux	59
Figure III.12 : Les types des poutrelles	60
Figure III.13 : Schéma de ferrailage des poutrelles	68
Figure III.14 : Disposition constructive des armatures de la table de compression	69

Figure III.15 : La section de plus grand Panneau de la dalle pleine de sous-sol (parking).	70
Figure III.16 : Schéma statique du balcon	75
Figure III.17 : Types des balcons	75
Figure III.18 : Les effort sur le balcon	76
Figure III.19 : Ferrailage du balcon	79
Figure IV.1 : Modélisation du bloc A	82
Figure IV.2 : Poids de la structure	88
Figure IV.3 : Sans voiles	90
Figure IV.4 : Disposition Final	90
Figure IV.5 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE »	92
Figure IV.6 : F(z) voile	94
Figure IV.7 : F(z) globale	94
Figure IV.8 : Représentation de joint sismique	99
Figure V.1 : Schéma des ferrailages des poteaux	111
Figure V.2 : Arrêt des barres	120
Figure V.3 : Les schémas de ferrailage des poutres	124
Figure V.4 : Disposition des voiles	125
Figure V.5 : Les schémas de ferrailage de voile (V1)	133
Figure V.6 : Les schémas de ferrailage de voile (V3)	134
Figure V.7 : Les schémas de ferrailage de voile (V4)	134
Figure V.8 : Les schémas de ferrailage des voiles (V2 et V5).....	135
Figure VI.1 : Schéma d'un radier général.....	138
Figure VI.2 : Contraintes sous le radier	143
Figure VI.3 : Panneau de la dalle du radier	144
Figure VI.4 : La coupe dans le sens x-x (Travée)	150
Figure VI.5 : La coupe dans le sens x-x (Appui)	151
Figure VI.6 : La coupe dans le sens y-y (Travée)	151
Figure VI.7 : La coupe dans le sens y-y (Appui)	152
Figure VI.8 : Schéma statique du débord	152
Figure VII.9 : Voile périphérique	154

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I.1 : Facteur de durée d'application des charges	10
Tableau I.2 : Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers	12
Tableau II.1 : Charge permanents de la terrasse	20
Tableau II.2 : Charge permanents du plancher a corps creux	20
Tableau II.3 : Charge permanents de la dalle pleine	21
Tableau II.4 : Charge permanents des balcons	21
Tableau II.5 : Charge permanents des murs extérieurs	22
Tableau II.6 : Charge permanents des murs intérieurs	22
Tableau II.7 : Les surcharge d'exploitation cumulées	25
Tableau II.8 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux	26
Tableau II.9 : vérification du coffrage	27
Tableau II.10 : Epaisseur de voile	30
Tableau II.11 : Charge permanents de la terrasse	34
Tableau II.12 : Charge permanents du plancher a corps creux	34
Tableau II.13 : Charge permanents de la dalle pleine	34
Tableau II.14 : Charge permanents des murs extérieurs	35
Tableau II.15 : Charge permanents des murs intérieurs	35
Tableau II.16 : Les surcharge d'exploitation cumulées	37
Tableau II.17 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux	38
Tableau II.18 : vérification du coffrage	39
Tableau II.19 : Epaisseur de voile	41
Tableau III.1 : Evaluation des charges sur les escaliers	49
Tableau III.2 : Calcul des sollicitations	50
Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier	51
Tableau III.5 : Vérification de la fléché de l'escalier	53
Tableau III.6 : Résultats de ferrailage de la poutre palière	54
Tableau III.7 : Vérification des contraintes a L'ELS	56
Tableau III.8 : Les charges et les surcharges	58
Tableau III.9 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS	61

Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS (type 08)	62
Tableau III.11 : Récapitulatif pour la vérification à l'ELS	63
Tableau III.12 : Récapitulatif du calcul de la flèche	66
Tableau III.13 : La valeur des coefficients μ_x et μ_y	70
Tableau III.14 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle sous-sol	71
Tableau III.15 : Ferrailage calculé en appui et en travée	72
Tableau III.16 : Les espacement adopté	73
Tableau III.17 : Vérification des contraintes a L'ELS	73
Tableau III.18 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS	76
Tableau III.19 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS	76
Tableau III.20 : Récapitulation des moments et des efforts tranchants de la dalle pleine balcon	77
Tableau III.21 : Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon	79
Tableau IV.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité	87
Tableau IV.2 : Tableau de vérification des masses modales	89
Tableau IV.3 : Périodes de chaque disposition	91
Tableau IV.4 : Tableau de vérification des masses modales	91
Tableau IV.5 : Les réactions à la base obtenue par ETABS	93
Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques	93
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit	95
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)	96
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x	97
Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y	98
Tableau V.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	103
Tableau V.2 : Sollicitations des poteaux	104
Tableau V.3 : Sollicitations du poteau (60x60)	105
Tableau V.4 : Ferrailage du poteau (60x60)	106
Tableau V.5 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (ELU)	106
Tableau V.6 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (ELA)	107
Tableau V.7 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (ELA)	107
Tableau V.8 : Choix du ferrailage longitudinal des poteaux	107

Tableau V.9 : Vérification des contraintes	108
Tableau V.10 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier	109
Tableau V.11 : Calcule de ferrailage transversal	110
Tableau V.12 : Sollicitations dans les poutres principales	113
Tableau V.13 : Sollicitations dans les poutres secondaires	113
Tableau V.14 : Vérification au cisaillement	117
Tableau V.15 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier	118
Tableau V.16 : Choix du ferrailage longitudinal et transversal des poutres	118
Tableau V.17 : Vérification des contraintes	119
Tableau V.18 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	121
Tableau V.19 : Vérification de la flèche	122
Tableau V.20 : Les groupes de voiles et leurs dimensions	126
Tableau V.21 : Vérification des voiles au cisaillement	128
Tableau V.22 : Sollicitations dans les voiles	129
Tableau V.23 : Résultat de ferrailage horizontale	130
Tableau V.24 : Résultat de ferrailage verticale	132
Tableau VI.1 : Contraintes sous le radier à l'ELS	143
Tableau VI.2 : Ferrailage des panneaux du radier	145
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes	147
Tableau VI.4 : Ferrailage des nervures (sens porteur)	148
Tableau VI.5 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	148
Tableau VI.6 : Vérification de la condition non fragilité	148
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS	148
Tableau VI.8 : Choix des armatures transversale	150
Tableau VI.9 : ferrailage du débord	152
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes	153

Introduction Générale :

Ce modeste travail consiste une étude détaillée d'une structure en béton armée a usage multiple, composée de trois sous-sols, RDC et 15 étages contreventé par voiles et portiques. Il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de calculs informatiques. Le but de cette étude est donc de modéliser la structure aux éléments finis sur un logiciel informatique afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires. Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les éléments de la structure.

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité de la structure en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99 et RPA99 V 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier). Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique avec une analyse et le dimensionnement du bâtiment. On entame notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiment.

Ensuite, on fait un pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux et la descente des charges.

Puis, on enchaîne avec l'étude dynamique qui a été réalisée par le logiciel ETABS 2016.

Après, on fera l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...), qui sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment.

Enfin, on termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I:
PRESENTATION
DU PROJET
ET CARACTERISTIQUES
MECANIQUE
DES MATERIEAUX

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, traction, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Ce chapitre est consacré à la présentation du bâtiment ainsi qu'aux matériaux qui le constitue.

I.2. Présentation du bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier un blocs R+15+3Sous-sols en béton armé composé de :

- Trois sous-sol comme parking.
- Un rez-de-chaussée et 1^{er} étage une supérette à usage commercial.
- 14 étages à usage d'habitation avec quatre logements par niveau de type F3.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

D'après la classification des **RPA99 version 2003** :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage de grande importance (Groupe 1B) (Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48m).
- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Bejaia considérée comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 2,4 bars.
- Les caractéristiques mécaniques jusqu'à 11 m de profondeur : $C = 0 \text{ MPa}$, $\Phi = 30^\circ$.

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

I.3.1. Dimension en élévation :

Les dimensions en élévation du bâtiment étudié sont les suivants :

- La hauteur totale du bâtiment.....**49,64m.**
- La hauteur des sous-sol**3,06m.**
- La hauteur du RDC et du 1^{er} étage**3,40m.**
- La hauteur des étages courant**3,06m.**

I.3.2. Dimension en plan :

Le projet est une habitation en R+15+3/Sous-sols de forme irrégulière. La structure présente une forme en rectangulaire composé de deux blocs séparé, les dimensions sont mentionnées sur la figure suivante :

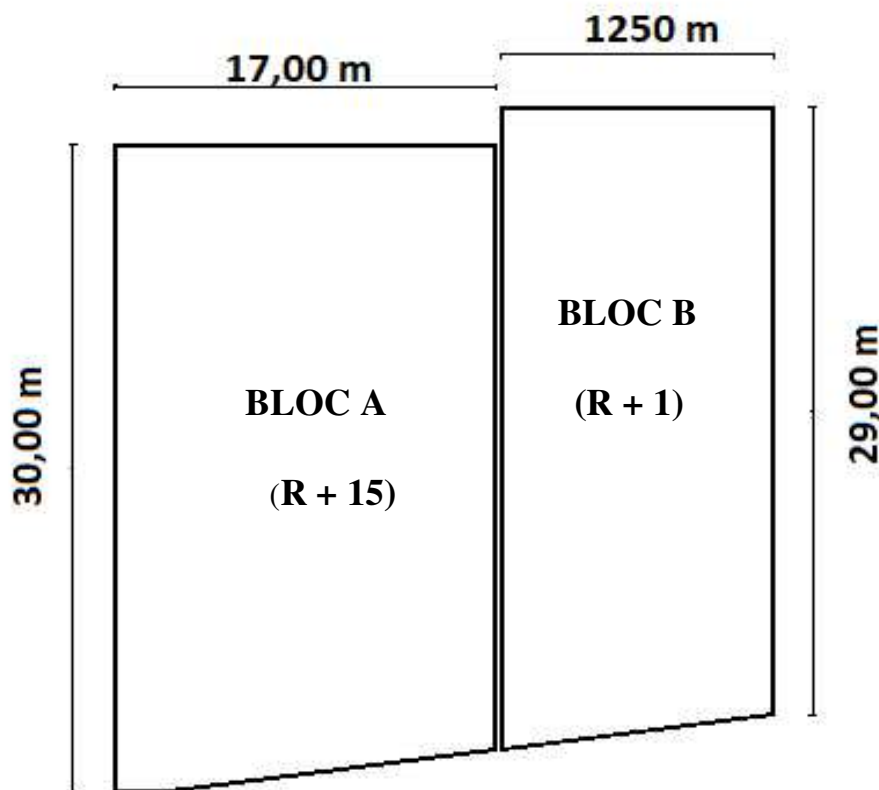


Figure I.1: Dimensions en plan de la structure

I.3.3. Conception de la structure :

I.3.3.1. Ossature :

Se compose de :

- Des portiques auto stable (poteau, poutre).
- Des voiles.

I.3.3.2. Plancher :

C'est une surface généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine.

a) Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60-65-70cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 à 6cm (figure I.2).

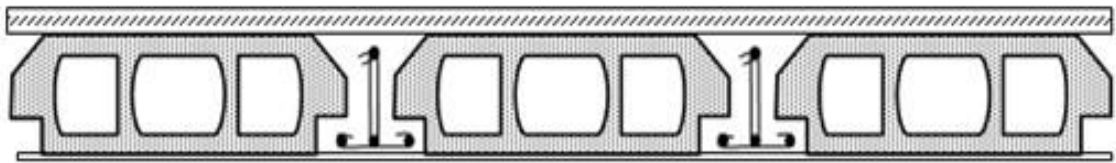


Figure I.2 : Plancher à corps creux

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

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

b) Plancher à dalle pleine :

Ils sont utilisés généralement dans les cas où on a des formes irrégulières et aussi pour minimiser le cout et le temps nécessaire pour la réalisation. Pour certaines zones, On a opté pour des dalles pleines comme les Balcon et la dalle d'ascenseur. La figure I.3

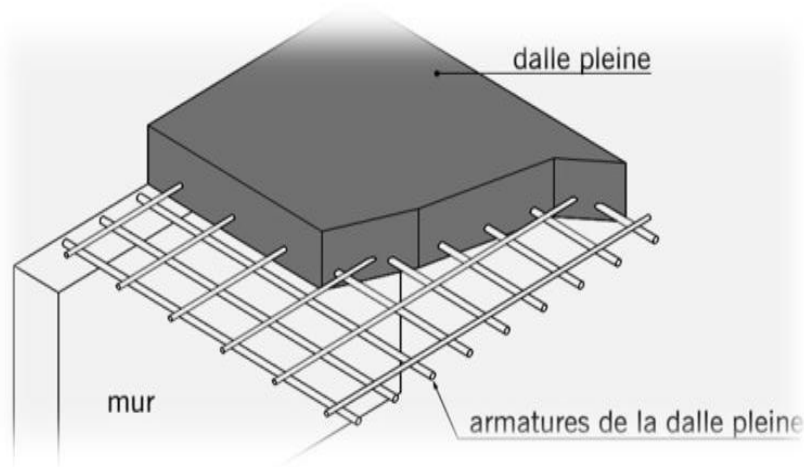


Figure I.3 : Plancher à dalle pleine

I.3.3.3. Les escaliers :

Ils sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

I.3.3.4. La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ;10 cm) séparées par un vide de 5 cm. Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur (Figure I.4).

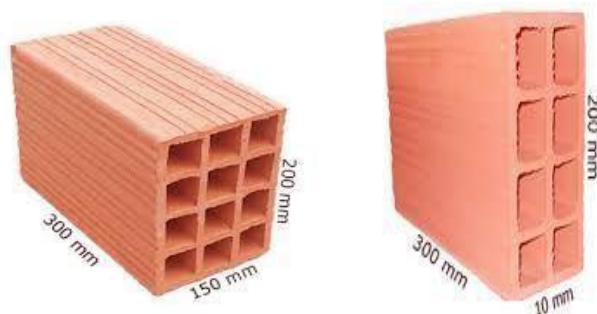


Figure I.4 : Brique utilisé

I.3.3.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.3.3.6. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier, le béton reste dans notre pays un matériau économique comparativement à la charpente métallique.

I.4.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, à ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.4.1.1. Résistance mécanique du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm et de 32 cm de hauteur, Elle est notée f_{c28} .

Pour ce cas on prendra $f_{c28} = 30$ MPa.

La contrainte du béton à j jours est donnée par les relations suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa (} j \leq 28\text{jours) BAEL91}$$

(Article A.2.1.11)

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40\text{MPa (} j \leq 28\text{jours) BAEL91}$$

(Article A.2.1.11)

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA (} j > 28 \text{ jours)}$$

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa. **BAEL91** (Article A.2.1.12).

$$\text{Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad f_{t28} = 2,4 \text{ MPa.}$$

c) Contrainte admissible de cisaillement :

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

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

Avec :

b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

En tenant en compte des relations suivantes :

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

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

I.4.1.2. Déformations longitudinales du béton :

a) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) BAEL91 (Article A.2.1.21)}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 30 \text{ MPa ; donc } E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa.}$$

b) Module de déformation différée :

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

$$E_{ij} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) BAEL91 (Article A.2.1.22).}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 30 \text{ MPa donc } E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa.}$$

I.4.1.3. Module de déformation transversale :

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de Poisson

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

I.4.1.4. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales. Il est égal à :

$\nu = 0.0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\nu = 0.2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

I.4.1.5. Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

En compression, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calculs dit parabole rectangle (Figure I.5).

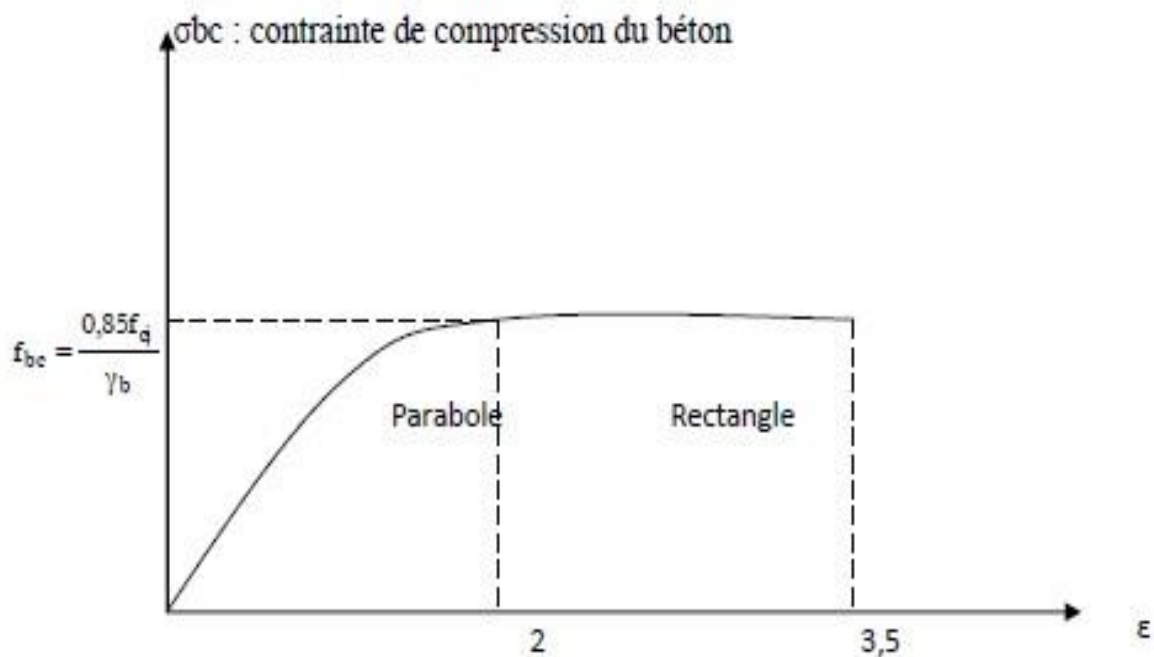


Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformation de béton

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

$$f_{bc} = \frac{0.85.f_{cj}}{\theta.\gamma_b}$$

Avec :

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{ ‰}$.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas générale.

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

θ : Facteur variable en fonction durée d'application des charges donnée par le (Tableau I.1) :

Tableau I.1 : Facteur de durée d'application des charges

θ	Durée d'application
1	> 24h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	< 1h

Le diagramme parabole rectangle (Figure I-5) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2 ‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

- 3,5 ‰ : en flexion simple ou composée.

$$0 < \varepsilon_{bc} < 2\text{ ‰} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \times \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2\text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{ ‰} \quad \rightarrow \quad \zeta_{bc} = f_{bc} \quad \text{tel que : } f_{bc} = f_{bu} = 0.85.f_{c28}/\theta$$

b) Etat limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité (Figure I.6).

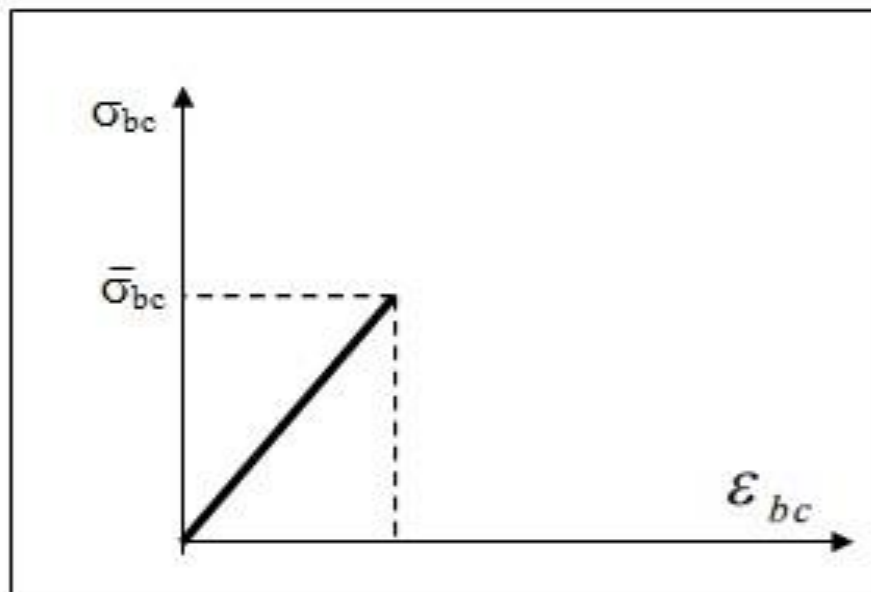


Figure I.6 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

La contrainte limite de service en compression de béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on a : $f_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa}$.

I.4.2. L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, il est nécessaire pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration.

I.4.2.1. Les différents types d'aciers :

a) Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont Négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12,14, 16, 20, 25, 32,40 et 50 mm.

b) Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE500 de type 1.

c) Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances.

Tableau I.2 : Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)
Haute Adhérence	FeE400	400
	FeE 500	500
Ronds lisses	FeE 215	215
	FeE 235	235
Treillis soudés 150 x 150 mm avec $\Phi = 3,5$	FeE 500	500

I.4.2.2. Contrainte de calcul d'aciers :

a) Etat Limite ultime (ELU) :

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

$$(\gamma_s = 1,15 \text{ Cas général}) \quad ; \quad (\gamma_s = 1,00 \text{ Cas des combinaisons accidentelles}).$$

Dans la pratique, on utilise les nuances d'aciers suivantes :

Fe = 500 MPa → Pour les armatures longitudinales.

Fe = 235 MPa → Pour les armatures transversales.

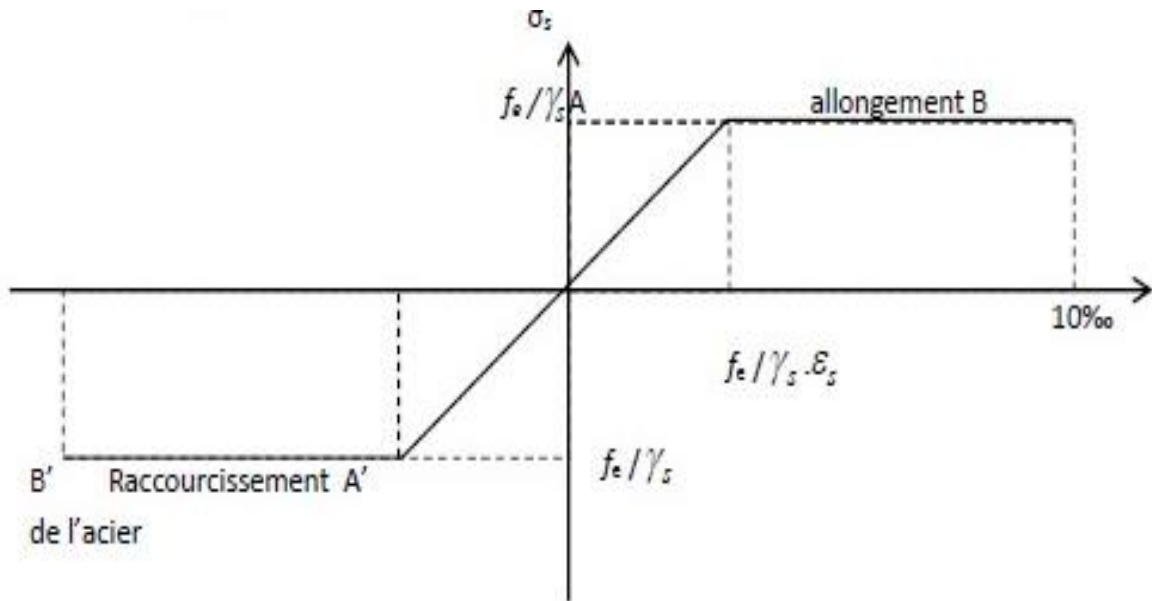


Figure I.7 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

b) **Etat limite de service :**

Les contraintes admissibles de l'acier à l'ELS, σ_{st} , sont déterminées par:

-Fissuration non (peu) préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st}$ pas de limite

-Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \xi = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(110 \sqrt{\eta f_{c28}})\right\}$

-Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 0,8\xi$

Avec : η : Coefficient de fissuration : $\rightarrow \begin{cases} n = 1 & \text{pour les RL} \\ n = 1,6 & \text{pour les HA} \end{cases}$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

I.4.2.3. Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210\,000$ MPa.

I.4.3. Les notions de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 30$ MPa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.4$ MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 11496.76$ MPa.

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa}$.
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : feE500 H.A.
 - Transversales : on a choisi le : feE235 R.L

I .4.4. Sollicitations de calcul vis à vis des états limites :

I.4.4.1. Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35 G + 1.5Q$$

Où :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

I.4.4.2. Etat limite de service :

La combinaison d'action est la suivante : $G + Q$

I.4.4.3. Cas sismique :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec : E : effort de séisme.

I.5. CONCLUSION :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, Nous avons consacré ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier, ce qui facilitera nos calculs dans les chapitres à venir.

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT

DES ELMEENTS

STRUCTURAUX

ET DESCENTE

DE CHARGES

II.1 INTRODUCTION :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement de tous les éléments structuraux est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et RPA 99/2003. Il fait l'objet du présent chapitre.

La descente des différents chargements permanents et d'exploitations est présentée également dans ce chapitre.

II.2 Pré dimensionnement du Bloc A :**II.2.1 Pré dimensionnement des poutres :****II.2.1.1 Définition :**

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types des poutres :

- **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles relient les poteaux et supportent la dalle.

- **Les poutres secondaires :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas avoir un basculement.

II.2.1.2. Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** la hauteur h des poutres doit vérifier :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

a) Les poutres principales :

On a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$$L = 6,95 \text{ m} \quad \text{Donc : } \frac{695}{15} \leq h \leq \frac{695}{10} \rightarrow 46,33 \text{ cm} \leq h \leq 69,5 \text{ cm}$$

Alors, on prend : $h = 60 \text{ cm}$

D'où : $0,3 \times 60 \leq b \leq 0,7 \times 60 \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 42 \text{ cm}$

On prend : $b = 40 \text{ cm}$. (Figure II.1)

D'après le **R.P.A 99 v2003** on doit vérifier aussi :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $h/b < 4.0 \Rightarrow 60/40 = 1,5 < 4 \Rightarrow \text{C.V}$

b) Les poutres secondaires :

On a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$L = 3,75 \text{ m}$ Donc : $\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \rightarrow 18,75 \text{ cm} \leq h \leq 37,5 \text{ cm}$

Alors, on prend : $h = 40 \text{ cm}$

D'où : $0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$. (Figure II.2)

D'après le **R.P.A 99 v2003** on doit vérifier aussi :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $h/b < 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4 \Rightarrow \text{C.V}$

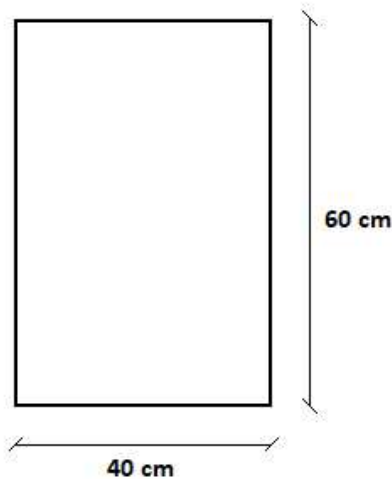


Figure II.1 : Poutres principales

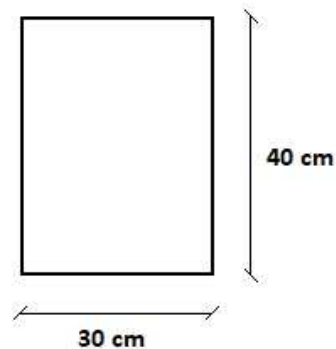


Figure II.2 : Poutres secondaires

Vérification de la rigidité :

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui traduit par :

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

f_{\max} : La flèche maximale.

f : La flèche admissible.

Avec :
$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

q : La charge permanente appliqué sur la poutre.

E : Le module d'élasticité.

I : Le moment d'inertie.

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} \quad \text{si } L > 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} \quad \text{si } L \leq 5 \text{ m}$$

D'ou :

Pour : $q = 55,5 \text{ KN}$; $E = 34179,56 \text{ MPa}$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 55,5 \times 6950^4}{384 \times 34179,56 \times \frac{600^3 \times 400}{12}} = 6,85 \text{ mm} = 0,685 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{695}{1000} = 1,195 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0,685 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1,195 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

II.2.2 Pré dimensionnement des planchers :

II.2.2.1. Plancher corps creux :

On a adopté des planchers à corps creux dont l'épaisseur est estimée selon la condition de flèche admissible du **BAEL91** :

Avec :
$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

L : La portée maximale entre nus d'appuis (poutres secondaires).

ht : L'épaisseur de plancher.

On a donc :

$$h \geq \frac{375}{22,5} \rightarrow h \geq 16,66 \text{ cm}$$

On prend un plancher (16+5) cm avec :

$h = 16 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.

$h_0 = 5 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

II.2.2.2 Dalle pleine :

Pour les planchers des sous-sols.

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{375}{695} = 0.539 \rightarrow 0.4 < 0.539 < 1 \rightarrow 2 \text{ sens}$$

Donc la dalle portant dans les deux sens.

Condition de flèche :

$$h > Lx/40 \rightarrow h > 375/40 \rightarrow h > 9,375 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 12 \text{ cm}$$

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc on prend $h = 15 \text{ cm}$.

II.2.2.3 Balcon (Dalle plein) :

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$L_0 = 1,50 \text{ m}$: portée libre

e : épaisseur de la dalle

$$e \geq \frac{150}{10} \quad e \geq 15 \text{ cm}$$

Donc on prend $h = 15 \text{ cm}$.

II.2.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité

En considérant un effort de compression simple N_s , en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

N_s : effort normal de compression a la base du poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton a la compression simple donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91.

II.2.3.1 Calcul des charges permanentes et surcharges :

II.2.3.1.1 Charges permanentes :

a) Plancher terrasse (Inaccessible) :

Tableau II.1 : Charge permanents de la terrasse

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillon	0,05	17	0,85
Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
Forme de pente	0,07	22	1,32
Feuille de polyane	-	-	0,01
Isolation thermique	0,04	04	0,16
Plancher corps creux	0,16 + 0,05	-	3,05
Enduit en plâtre	0,02	05	0,10
Totale $G_t = 5,61 \text{ KN/m}^2$			

b) Plancher étage courant :

Tableau II.2 : Charge permanents du plancher a corps creux

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	10	0,20
sable fin	0,02	18	0,54
Plancher à corps creux	0,16 + 0,05	-	3,05
Enduit en plâtre	3x0,02	05	0,30
Cloisons	0,10	09	0,90
Totale $G_t = 5,43 \text{ KN/m}^2$			

c) Plancher de sous-sol (parking) :

Tableau II.3 : Charge permanents de la dalle pleine

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
Forme en béton	0,1	22	2,20
Dalle plein	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
Totale G_t = 6,35 KN/m²			

a) BALCONS :

Tableau II.4 : Charge permanents des balcons

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	10	0,20
sable fin	0,02	18	0,54
Dalle plein	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	3x0,02	05	0,30
Cloisons	0,10	09	0,90
Totale G_t = 6,13 KN/m²			

a) Maçonnerie :**Mur extérieur :**

Les Murs extérieurs sont en double paroi comme le montre la (Figure II.3). La charge donnée par ces murs est donnée par le tableau II.5. Où $G=3,05 \text{ KN/m}^2$.

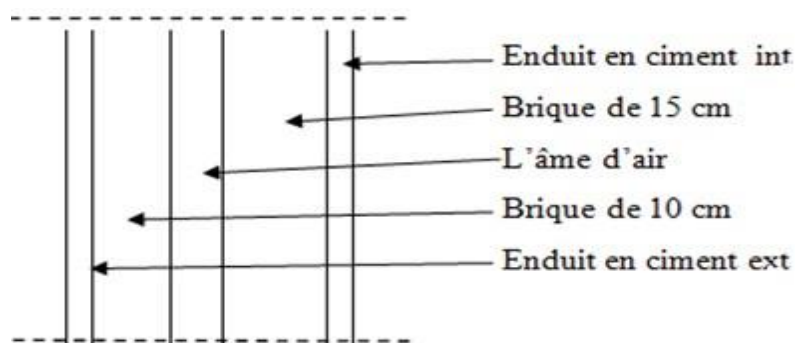


Figure II.3 : Coupe transversale du mur extérieur

Tableau II.5 : Charge permanents des murs extérieurs

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,40
Brique creuse	0,15	9	1,35
Brique creuse	0,10	9	0,90
Enduit intérieur en plâtre	0,02	9	0,18
Totale G_t = 2,83 KN/m²			

Murs intérieurs :

Murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de 10 cm. Comme le montre la figure II.4.

La charge due à ces murs est estimée dans le tableau II.6 elle est de 1,26 KN/m².

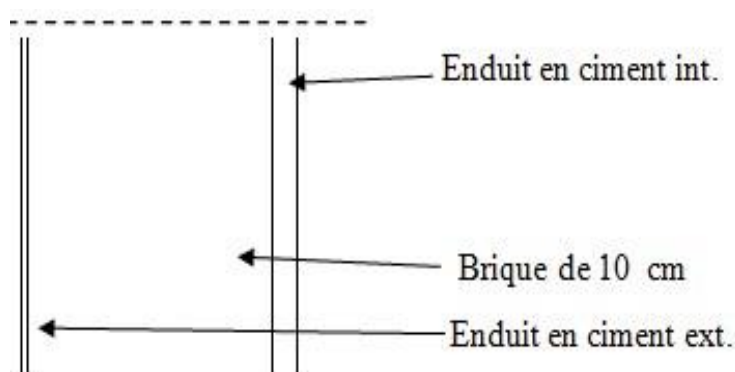


Figure II.4 : Coupe transversale des murs intérieurs

Tableau II.6 : Charge permanents des murs intérieurs

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,02	9	0,18
Brique creuse	0,10	9	0,90
Enduit en pciment	0,02	9	0,18
Totale G_t = 1,26 KN/m²			

II.2.3.1.2 Calcul des surcharges :

Les surcharges d'exploitation son donnée par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible : **Q = 1 KN/m²**.
- Plancher étage courant à usage d'habitation : **Q = 1.5 KN/m²**.
- Plancher RDC et 1^{er} étage à usage commercial : **Q = 3.5 KN/m²**.
- Plancher sous-sol (Parking) : **Q = 2.5 KN/m²**.
- Escalier : **Q = 2.5 KN/m²**.

- Balcons : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.
- Acrotère : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

II.2.3.1.3 Descente de charges :

L'objectif de calcul de la descente des charges et de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

La descente de charges s'effectuera pour le poteau le plus sollicité (F2).

a) Surface d'influence :

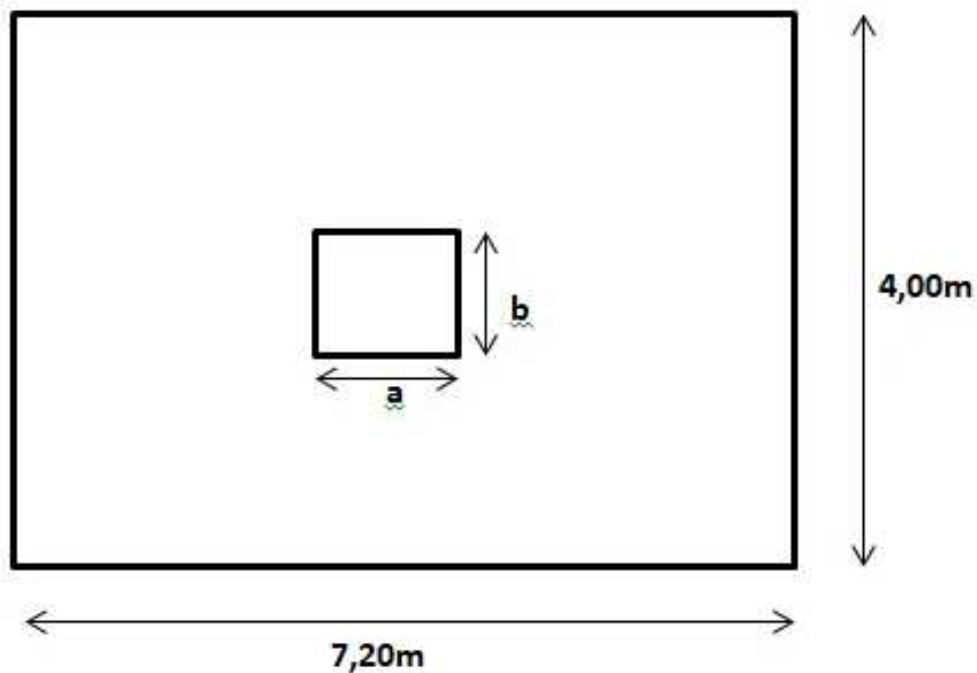


Figure II.5 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S_Q égale : $S_Q = (4.00 \times 7.20) = 28.8 \text{ m}^2$, et une surface S_G égale : $S_G = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$ avec : $S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = (1.80 \times 3.45) = 6.21 \text{ m}^2$ d'où : $S_G = 24.84 \text{ m}^2$, montrée par la figure (Voir les plans d'architectures en annexes 01).

b) Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $G_t = 5,61 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant : $G_t = 5,43 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC : $G_t = 5,43 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher sous-sol : $G_t = 6,35 \text{ KN/m}^2$.

c) Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G_t \times S_G$

- Plancher terrasse : $P = 5,61 \times 24,84 = 139,352 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant : $P = 5,43 \times 24,84 = 134,881 \text{ KN.}$
- Plancher RDC : $P = 5,43 \times 24,84 = 134,881 \text{ KN.}$
- Plancher sous-sol : $P = 6,35 \times 24,84 = 157,734 \text{ KN.}$

d) Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutre principales : $P = (0,4 \times 0,6) \times 25 \times 7,2 = 43,2 \text{ KN.}$
- Poutre secondaires : $P = (0,3 \times 0,4) \times 25 \times (4 - 0,4) = 10,8 \text{ KN.}$

D'où le poids total des poutres est :

$$P_{\text{total}} = 43,2 + 10,8 \quad \text{donc : } P_{\text{total}} = 54 \text{ KN.}$$

e) Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1,00 \times 28,8 = 28,8 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{14} = 1,50 \times 28,8 = 43,2 \text{ KN.}$
- Plancher RDC + 1^{er} étage : $Q_{15} = Q_{16} = 3,5 \times 28,8 = 100,8 \text{ KN.}$
- Plancher sous-sol : $Q_{17} = Q_{18} = 2,5 \times 28,8 = 72 \text{ KN.}$

f) Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, on fixe les dimensions minimales exigée par RPA 99 modifiée 2003, pour tous les poteaux de la structure :

$$a = 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \quad (\text{Zone IIa})$$

D'où :

- Poteau d'étage courant :
 $G = 0,25 \times 0,25 \times 2,46 \times 25 = 3,844 \text{ KN.}$
- Poteau du RDC et 1^{er} étage :
 $G = 0,25 \times 0,25 \times 2,8 \times 25 = 4,375 \text{ KN.}$
- Poteau du sous-sol :
 $G = 0,25 \times 0,25 \times 2,46 \times 25 = 3,844 \text{ KN.}$

II.2.3.1.3 Dégression des surcharges d'exploitation :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans le cas de ce projet, les étages ont un usage différent et la surcharge d'exploitation est différente.

Les surcharges cumulées :**Tableau II.7 : Les surcharge d'exploitation cumulées**

<i>Niveau 15</i>	Q_0
<i>Niveau 14</i>	Q_0+Q_1
<i>Niveau 13</i>	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
<i>Niveau 12</i>	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$
<i>Niveau 11</i>	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
<i>Niveau 10</i>	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
<i>Niveau 9</i>	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
<i>Niveau 8</i>	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
<i>Niveau 7</i>	$Q_0+0,688(Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$
<i>Niveau 6</i>	$Q_0+0,666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$
<i>Niveau 5</i>	$Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$
<i>Niveau 4</i>	$Q_0+0,636(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})$
<i>Niveau 3</i>	$Q_0+0,625(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})$
<i>Niveau 2</i>	$Q_0+0,615(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13})$
<i>Niveau 1</i>	$Q_0+0,607(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14})$
<i>RDC</i>	$Q_0+0,60(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14}+Q_{15})$
<i>Sous-sol 01</i>	$Q_0+0,594(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14}+Q_{15}+Q_{16})$
<i>Sous-sol 02</i>	$Q_0+0,588(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14}+Q_{15}+Q_{16}+Q_{17})$
<i>Sous-sol 03</i>	$Q_0+0,583(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14}+Q_{15}+Q_{16}+Q_{17}+Q_{18})$

Tableau II.8 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux

NIV	Charges Permanentés (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Effort N (KN)	Vérification		OBS
	G PLANCHER	G POTRES	G POTEAU	G TOT	G CUM	Q	Q CUM		S (Cm ²)	N/ σ_{bc} (MPa)	
15 Etg	139,352	54	3,844	198,396	198,396	28,8	28,8	227,196	900	126,22	CV
14 Etg	134,881	54	3,844	193,925	392,321	43,2	72	464,321	900	257,9561	CV
13 Etg	134,881	54	3,844	193,925	586,246	43,2	110,88	697,126	900	387,2922	CV
12 Etg	134,881	54	3,844	193,925	780,171	43,2	145,44	925,611	900	514,2283	CV
11 Etg	134,881	54	3,844	193,925	974,096	43,2	175,68	1149,776	900	638,7644	CNV
10 Etg	134,881	54	3,844	193,925	1168,021	43,2	201,6	1369,621	900	760,9006	CNV
9 Etg	134,881	54	3,844	193,925	1361,946	43,2	223,2	1585,146	900	880,6367	CNV
8 Etg	134,881	54	3,844	193,925	1555,871	43,2	244,714	1800,585	900	1000,325	CNV
7 Etg	134,881	54	3,844	193,925	1749,796	43,2	266,573	2016,369	900	1120,205	CNV
6 Etg	134,881	54	3,844	193,925	1943,721	43,2	287,741	2231,462	900	1239,701	CNV
5 Etg	134,881	54	3,844	193,925	2137,646	43,2	309,6	2447,246	900	1359,581	CNV
4 Etg	134,881	54	3,844	193,925	2331,571	43,2	331,027	2662,598	900	1479,221	CNV
3 Etg	134,881	54	3,844	193,925	2525,496	43,2	352,8	2878,296	900	1599,053	CNV
2Etg	134,881	54	3,844	193,925	2719,421	43,2	374,184	3093,605	900	1718,669	CNV
1 Etg	134,881	54	4,375	194,456	2913,877	43,2	395,914	3309,791	900	1838,773	CNV
RDC	134,881	54	4,375	194,456	3108,333	100,8	452,16	3560,493	900	1978,052	CNV
1 SS	134,881	54	3,844	193,925	3302,258	100,8	507,802	3810,06	900	2116,7	CNV
2 SS	157,734	54	3,844	216,778	3519,036	72	545,299	4064,335	900	2257,964	CNV
3 SS	157,734	54	3,844	216,778	3735,814	72	582,883	4318,697	900	2399,276	CNV

Remarque :

La section (25 x 25) cm² choisit pour les poteaux et non vérifié pour toute la structure et la section vérifiée pour toute la structure et de (50 x 50) cm².

Par mesure de sécurité on prend les sections suivantes :

- 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème} sous-sol et RDC : (70x70) cm².
- 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étage : (65x65) cm².
- 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage : (60x60) cm².

- 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage : (55×55) cm².
- 10^{ème} et 11^{ème} étage : (50×50) cm².
- 12^{ème} et 13^{ème} étage : (45×45) cm².
- 14^{ème} et 15^{ème} étage : (40×40) cm².

Vérification relative aux coffrages :

(RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

- Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (h_e) en une seule fois.
- Les dés de collage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec : h_e : la hauteur libre du poteau.
- $1/4 < b/h < 4$

Tableau II.9 : vérification du coffrage

Poteau	Condition	Vérification	OBS
Poteau 40x40	Min (b, h)	$40 \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$40 \geq 266/20 = 13,3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 40/40 = 1 < 4$	C.V
Poteau 45x45	Min (b, h)	$45 \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$45 \geq 266/20 = 13,3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 45/45 = 1 < 4$	C.V
Poteau 50x50	Min (b, h)	$50 \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$50 \geq 266/20 = 13,3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 50/50 = 1 < 4$	C.V
Poteau 55x55	Min (b, h)	$55 \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$55 \geq 266/20 = 13,3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 55/55 = 1 < 4$	C.V

Poteau 60x60	Min (b, h)	$60 \geq 25 \text{ cm}$		C.V
	$\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$	$60 \geq 266/20 = 13,3$		C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 60/60 = 1 < 4$		C.V
Poteau 65x65	Min (b, h)	$65 \geq 25 \text{ cm}$		C.V
	$\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$	$65 \geq 300/20 = 15$	$65 \geq 266/20 = 13,3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 65/65 = 1 < 4$		C.V
Poteau 70x70	Min (b, h)	$70 \geq 25 \text{ cm}$		C.V
	$\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$	$70 \geq 300/20 = 15$	$70 \geq 266/20 = 13,3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 70/70 = 1 < 4$		C.V

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 version 2003.

Vérification au flambement :

Lorsqu'un poteau élancé est soumis à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale c'est le flambement. Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section du poteau.
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \left(\frac{L_f}{i} \right) \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$).

$L_0 = h_e =$ Longueur libre du poteau.

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3/12$ tel que $b = h$.

B : Section transversal du poteau ($B = b \times h$) tel que $b = h$.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0,7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

$$\Rightarrow \lambda = 2,42 \frac{l_0}{b} :$$

Poteau (70×70), 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème} sous-sol : $L_0 = 2,46 \text{ m}$, $\lambda = 2,42 \times \frac{2,66}{0,70} = 9,20 < 50 \text{ C.V}$

Poteau (70×70), RDC : $L_0 = 3,0 \text{ m}$, $\lambda = 2,42 \times \frac{3,0}{0,70} = 10,37 < 50 \text{ C.V}$

Poteau (65×65), 1^{ère} étage : $L_0 = 3,0 \text{ m}$, $\lambda = 2,42 \times \frac{3,0}{0,65} = 11,17 < 50 \text{ C.V}$

Poteau (65×65), 2^{ème} et 3^{ème} étage : $L_0 = 2,66 \text{ m}$, $\lambda = 2,42 \times \frac{2,66}{0,65} = 9,90 < 50 \text{ C.V}$

Poteau (60×60), 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage : $L_0 = 2,66 \text{ m}$, $\lambda = 2,42 \times \frac{2,66}{0,60} = 10,73 < 50 \text{ C.V}$

Poteau (55×55), 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage : $L_0 = 2,66 \text{ m}$, $\lambda = 2,42 \times \frac{2,66}{0,55} = 11,70 < 50 \text{ C.V}$

Poteau (50×50), 10^{ème} et 11^{ème} étage : $L_0 = 2,66 \text{ m}$, $\lambda = 2,42 \times \frac{2,66}{0,50} = 12,87 < 50 \text{ C.V}$

Poteau (45×45), 12^{ème} et 13^{ème} étage : $L_0 = 2,66 \text{ m}$, $\lambda = 2,42 \times \frac{2,66}{0,45} = 14,30 < 50 \text{ C.V}$

Poteau (40×40), 14^{ème} et 15^{ème} étage : $L_0 = 2,66 \text{ m}$, $\lambda = 2,42 \times \frac{2,66}{0,40} = 16,09 < 50 \text{ C.V}$

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

II.2.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

Ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité données par le **RPA 99v2003** (article 7.7.1) :

Avec : $L \geq 4a$ avec $a \geq h_e/20$

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$).

he : hauteur libre d'étage.

On a pour le RDC :

$$he = 2,8 \text{ m} \rightarrow a \geq \frac{2,80}{20} = 0,14 \text{ m.}$$

On considère donc des voiles avec une épaisseur de 20cm (Tableau 2.3).

Tableau II.10 : Epaisseur de voile

Niveau	épaisseur des voiles a(cm)
3Sous sols + RDC + 1 ^{er} 15 ^{eme} étage	20

II.3 Pré dimensionnement du Bloc B :

II.3.1 Pré dimensionnement des poutres :

II.3.1.1 Définition :

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types des poutres :

- **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles relient les poteaux et supportent la dalle.

- **Les poutres secondaires :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas avoir un basculement.

II.3.1.2. Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** la hauteur h des poutres doit vérifier :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

a) Les poutres principales :

On a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

L = 7,35 m Donc : $\frac{735}{15} \leq h \leq \frac{735}{10} \rightarrow 49 \text{ cm} \leq h \leq 73,5 \text{ cm}$

Alors, on prend : h= 60 cm

D'où : $0,3 \times 60 \leq b \leq 0,7 \times 60 \rightarrow 18 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$

On prend : $b = 40$ cm. (Figure II.6)

D'après le **R.P.A 99 v2003** on doit vérifier aussi :

- $b \geq 20$ cm \Rightarrow **C.V**
- $h \geq 30$ cm \Rightarrow **C.V**
- $h/b < 4 \Rightarrow 60/40 = 1,5 < 4 \Rightarrow$ **C.V**

b) Les poutres secondaires :

On a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ et $0.3h \leq b \leq 0.7h$

$L = 6,75$ m Donc : $\frac{675}{15} \leq h \leq \frac{675}{10} \rightarrow 45 \text{ cm} \leq h \leq 67,5 \text{ cm}$

Alors, on prend : $h = 60$ cm

D'où : $0,3 \times 60 \leq b \leq 0,7 \times 60 \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 42 \text{ cm}$

On prend : $b = 40$ cm. (Figure II.7)

D'après le **R.P.A 99 v2003** on doit vérifier aussi :

- $b \geq 20$ cm \Rightarrow **C.V**
- $h \geq 30$ cm \Rightarrow **C.V**
- $h/b < 4 \Rightarrow 60/40 = 1,5 < 4 \Rightarrow$ **C.V**

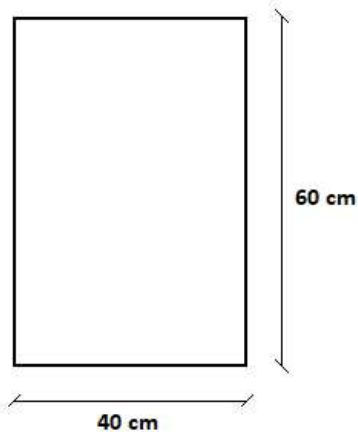


Figure II.6 : Poutres principales

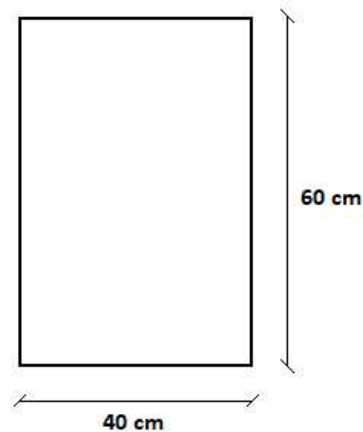


Figure II.7: Poutres secondaires

Vérification de la rigidité :

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui traduit par :

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

f_{max} : La flèche maximale.

\bar{f} : La flèche admissible.

Avec :
$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

q : La charge permanente appliqué sur la poutre.

E : Le module d'élasticité.

I : Le moment d'inertie.

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} \quad \text{si } L > 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} \quad \text{si } L \leq 5 \text{ m}$$

D'ou :

Pour : q = 78,2 KN ; E = 34179,56 MPa

$$f_{\max} = \frac{5 \times 78,2 \times 7350^4}{384 \times 34179,56 \times \frac{600^3 \times 400}{12}} = 11,6 \text{ mm} = 1,16 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{735}{1000} = 1,16 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 1,16 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1,195 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

II.3.2 Pré dimensionnement des planchers :

II.3.2.1. Plancher corps creux :

On a adopté des planchers à corps creux dont l'épaisseur est estimée selon la condition de flèche admissible du **BAEL91** :

Avec :
$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

L : La portée maximale entre nus d'appuis (poutres secondaires).

ht : L'épaisseur de plancher.

On a donc :

$$h \geq \frac{350}{22.5} \rightarrow h \geq 15,55 \text{ cm}$$

On prend un plancher (16+5) cm avec :

h = 16 cm : hauteur du corps creux.

h₀ = 5 cm : hauteur de la dalle de compression.

II.3.2.2. Dalle pleine :

Pour les planchers de 3 sous-sols.

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{350}{720} = 0,486 \rightarrow 0.4 < 0.486 \leq 1 \rightarrow 2 \text{ sens}$$

Donc la dalle portant dans les deux sens.

Condition de flèche :

$$h > Lx/40 \rightarrow h > 350/40 \rightarrow h > 8.75 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 12 \text{ cm}$$

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc on prend $h = 15 \text{ cm}$

II.3.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité, En considérant un effort de compression simple N_s , en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

N_s : effort normal de compression a la base du poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton a la compression simple donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91.

II.3.3.1 Calcul des charges permanentes et surcharges :**II.3.3.1.1 Charges permanentes :****a) Plancher terrasse (Accessible) :**

Tableau II.11 : Charge permanents de la terrasse

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	10	0,20
sable fin	0,02	18	0,54
Plancher à corps creux	0,16 + 0,05	-	3,05
Enduit en plâtre	3x0,02	05	0,30
Cloisons	0,10	09	0,90
Totale G_t = 5,43 KN/m²			

a) Plancher de corps crue (1er étage) :

Tableau II.12 : Charge permanents du plancher a corps creux

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	10	0,20
sable fin	0,02	18	0,54
Plancher à corps creux	0,16 + 0,05	-	3,05
Enduit en plâtre	3x0,02	05	0,30
Cloisons	0,10	09	0,90
Totale G_t = 5,43 KN/m²			

a) Plancher de (sous-sol + RDC) (parking) :

Tableau II.13 : Charge permanents de la dalle pleine

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Forme en béton	0,1	22	2,20
Dalle plein	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
Totale G_t = 6,35 KN/m²			

b) Maçonnerie :Mur extérieur :

Les Murs extérieurs sont en double paroi. La charge donnée par ces murs est donnée par le tableau 2.6. Où $G=3,05 \text{ KN/m}^2$.

Tableau II.14 : Charge permanents des murs extérieurs

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,40
Brique creuse	0,15	9	1,35
Brique creuse	0,10	9	0,90
Enduit intérieur en plâtre	0,02	9	0,18
Totale $G_t = 2,83 \text{ KN/m}^2$			

Murs intérieurs :

Murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de 10 cm. La charge due à ces murs est estimée dans le tableau 2.7 elle est de 1,26 KN/m².

Tableau II.15 : Charge permanents des murs intérieurs

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,02	9	0,18
Brique creuse	0,10	9	0,90
Enduit en plâtre	0,02	9	0,18
Totale $G_t = 1,26 \text{ KN/m}^2$			

II.3.3.1.2 Calcul des surcharges :

Les surcharges d'exploitation son donnée par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

- Plancher terrasse accessible : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant à usage d'habitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC et 1^{er} étage à usage commercial : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher sous-sol (Parking) : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.
- Escalier : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.
- Acrotère : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

II.3.3.1.3 Descente de charges :

L'objectif de calcul de la descente des charges et de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

La descente de charges s'effectuera pour le poteau le plus sollicité (F2).

a) Surface d'influence :

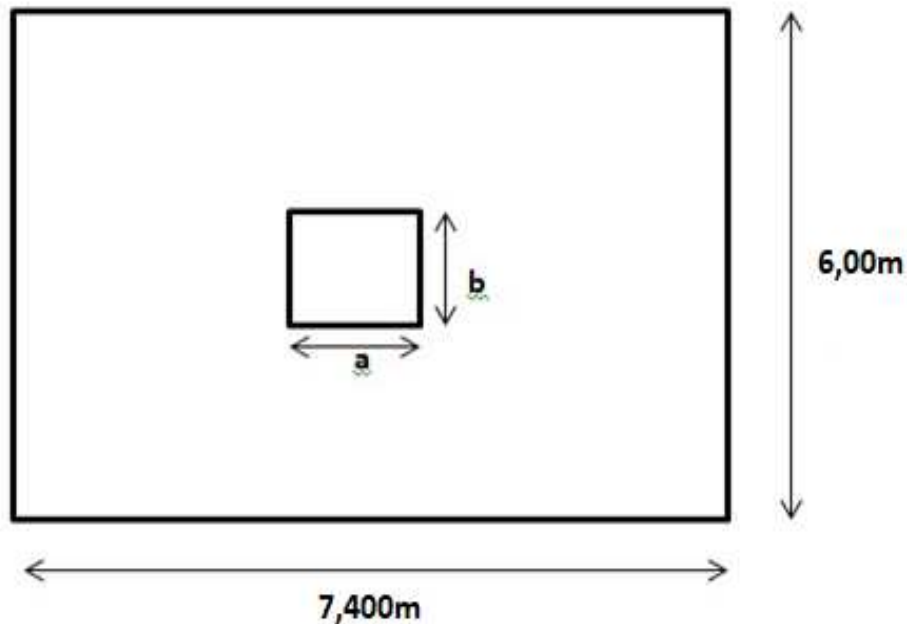


Figure II.8 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage, c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S_Q égale : $S_Q = (6,00 \times 7,40) = 44,4 \text{ m}^2$, et une surface S_G égale :

$S_G = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$ avec :

$$S_1 = 3,1 \times 3,8 = 11,78 \text{ m}^2, S_2 = 2,1 \times 3,8 = 7,98 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 3,1 \times 3,6 = 11,16 \text{ m}^2, S_4 = 2,1 \times 3,6 = 7,56 \text{ m}^2$$

D'où : $S_G = 38,48 \text{ m}^2$

b) Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $Gt = 5,43 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher 1^{er} étage : $Gt = 5,43 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC et sous-sols : $Gt = 6,35 \text{ KN/m}^2$.

c) Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = Gt \times S_G$

- Plancher terrasse : $P = 5,43 \times 38,48 = 208,946 \text{ KN}$.
- Plancher 1^{er} étage : $P = 5,43 \times 38,48 = 208,946 \text{ KN}$.
- Plancher RDC et sous-sol : $P = 6,35 \times 38,48 = 244,348 \text{ KN}$.

d) Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutre principales : $P = (0,4 \times 0,6) \times 25 \times 7,4 \times 2 = 88,8 \text{ KN.}$
- Poutre secondaires : $P = (0,4 \times 0,6) \times 25 \times (6 - 0,8) = 31,2 \text{ KN.}$

D où le poids total des poutres est :

$$P_{\text{total}} = 31,2 + 88,8 \quad \text{donc : } P_{\text{total}} = 120 \text{ KN.}$$

e) Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1,50 \times 44,4 = 66,6 \text{ KN.}$
- Plancher RDC + 1^{er} étage : $Q_1 = Q_2 = 3,5 \times 44,4 = 155,4 \text{ KN.}$
- Plancher sous-sol : $Q_3 = Q_4 = 2,5 \times 44,4 = 111 \text{ KN.}$

Les surcharges cumulées :

Tableau II.16 : Les surcharge d'exploitation cumulées

<i>Niveau 1</i>	Q_0
<i>RDC</i>	$Q_0 + Q_1$
<i>Sous-sol 01</i>	$Q_0 + Q_1 + Q_2$
<i>Sous-sol 02</i>	$Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3$
<i>Sous-sol 03</i>	$Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$

a) Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, on fixe les dimensions minimales exigée par **RPA 99 modifiée 2003**, pour tous les poteaux de la structure :

$$a = 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \quad (\text{Zone IIa})$$

D'où :

- Poteau d'étage courant :
 $G = 0,25 \times 0,25 \times 2,46 \times 25 = 3,844 \text{ KN.}$
- Poteau du RDC et 1^{er} étage :
 $G = 0,25 \times 0,25 \times 2,8 \times 25 = 4,375 \text{ KN.}$
- Poteau du sous-sol :
 $G = 0,25 \times 0,25 \times 2,46 \times 25 = 3,844 \text{ KN.}$

Tableau II.17 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux

NIV	Charges Permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Effort N (KN)	Vérification		OBS
	G PLANCHER	G POTRES	G POTEAU	G TOT	G CUM	Q	Q CUM		S (Cm ²)	N/σ _{bc} (MPa)	
1 Etg	208,946	120	4,375	333,321	333,321	66,6	66,6	399,921	625	222,178	CV
RDC	208,946	120	4,375	333,321	666,642	155,4	222	888,642	625	493,69	CV
1 SS	244,348	120	3,844	368,192	1034,834	155,4	377,4	1412,234	625	784,574	CV
2 SS	244,348	120	3,844	368,192	1403,026	111	488,4	1891,426	625	1050,79	CNV
3 SS	244,348	120	3,844	368,192	1771,218	111	599,4	2370,618	625	1317,01	CNV

Remarque :

La section (25 x 25) cm² choisit pour les poteaux et non vérifié pour toute la structure et la section vérifie pour toute la structure et de (40 x 40) cm².

Par mesure de sécurité on prend les sections suivantes :

- 2^{ème} et 3^{ème} sous-sol : (50x50) cm².
- 1^{ère} sous-sol et RDC : (45x45) cm².
- 1^{ère} étage : (40x40) cm².

Vérification relative aux coffrages :

(RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

-Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (h_e) en une seule fois.

-Les dés de collage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$- \text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$- \text{Min} (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Avec : } h_e : \text{ la hauteur libre du poteau.}$$

$$- 1/4 < b/h < 4$$

Tableau II.18 : vérification du coffrage

Poteau	Condition	Vérification	OBS
Poteau 40x40	Min (b, h)	$40 \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$	$40 \geq 246/20 = 12,3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 40/40 = 1 < 4$	C.V
Poteau 45x45	Min (b, h)	$45 \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$	$45 \geq 2,80/20 = 14$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 45/45 = 1 < 4$	C.V
Poteau 50x50	Min (b, h)	$50 \geq 25 \text{ cm}$	C.V
	$\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$	$50 \geq 246/20 = 12,3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 50/50 = 1 < 4$	C.V

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 version 2003.

Vérification au flambement :

Lorsqu'un poteau élancé est soumis à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section du poteau.
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \left(\frac{L_f}{i} \right) \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3 / 12$ tel que $b = h$.

B : Section transversal du poteau ($B = b \times h$) tel que $b = h$.

$$\lambda = \frac{0,7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0,7 l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12 b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0,7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

$$\Rightarrow \lambda = 2,42 \frac{l_0}{b} :$$

Poteau (50×50), 2^{ème}, 3^{ème} sous-sol : $L_0 = 2,46$ m, $\lambda = 2,42 \times \frac{2,46}{0,65} = 11,90 < 50$ **C.V**

Poteau (45×45), 1^{ère} sous-sol : $L_0 = 2,46$ m, $\lambda = 2,42 \times \frac{2,46}{0,45} = 13,23 < 50$ **C.V**

Poteau (45×45), RDC : $L_0 = 2,8$ m, $\lambda = 2,42 \times \frac{2,8}{0,45} = 15,05 < 50$ **C.V**

Poteau (40×40), 1^{ère} étage : $L_0 = 2,8$ m, $\lambda = 2,42 \times \frac{2,8}{0,40} = 16,94 < 50$ **C.V**

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

II.3.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

Ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité données par le **RPA99v 2003** (article 7.7.1) :

$$L \geq 4a \quad \text{avec} \quad a \geq h_e / 20$$

Avec :

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile (a min = 15 cm).

he : hauteur libre d'étage.

On a pour le RDC :

$$he = 2,80 \text{ m} \rightarrow a \geq \frac{280}{20} = 0,14 \text{ m.}$$

On considère donc des voiles avec une épaisseur de 20cm (Tableau II.19).

Tableau II.19 : Epaisseur de voile

Niveau	épaisseur des voiles a(cm)
3Sous sols + RDC + 1 ^{er} 15 ^{ème} étage	15

II.4 Conclusion :

Le pré dimensionnement des éléments à consister en l'estimation des différentes sections des éléments à adopter conformément aux règlements, ainsi au terme de ce chapitre, les sections adoptées sont les suivantes :

Bloc A :

- Les poutres :
 Les poutres principales : de section (40×60) cm².
 Les poutres secondaires : de section (30×40) cm².
- Les sections des poteaux :
 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème} sous-sol et RDC : (70×70) cm².
 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étage : (65×65) cm².
 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage : (60×60) cm².
 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage : (55×55) cm².
 10^{ème} et 11^{ème} étage : (50×50) cm².
 12^{ème} et 13^{ème} étage : (45×45) cm².
 14^{ème} et 15^{ème} étage : (40×40) cm².
- Les voiles : l'épaisseur adoptée pour tous les voiles de notre structure est de 20 cm.

Bloc B :

- Les poutres :
Les poutres principales : de section $(40 \times 60) \text{ cm}^2$.
Les poutres secondaires : de section $(40 \times 60) \text{ cm}^2$.

- Les sections des poteaux :
2^{ème} et 3^{ème} sous-sol : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.
1^{ère} sous-sol et RDC : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$.
1^{ère} étage : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

- Les voiles : l'épaisseur adoptée pour tous les voiles de notre structure est de 15 cm.

CHAPITRE III :

ETUDE DES

ÉLÉMENTS

SECONDAIRE

III.1. INTRODUCTION :

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les planchers à corps creux (poutrelle et table de compression).
- Les escaliers.

III.2 L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale, il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment due à la surcharge (Q).

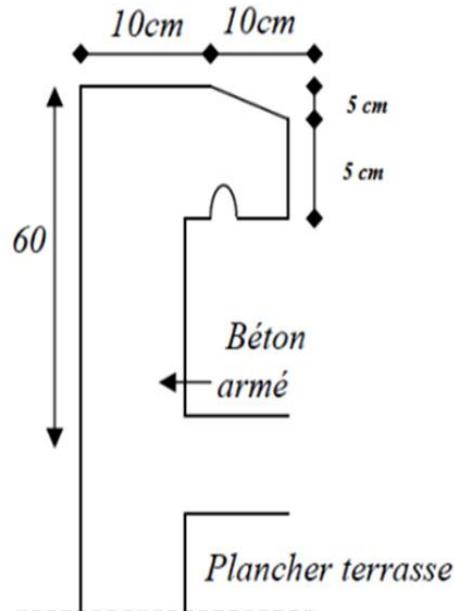


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Largeur $b=100\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

III.2.1. Evaluation des charges :

- **Charge Permanente :**

Surface de l'acrotère : $S = ((0,1 \times 0,6) + (0,05 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) / 2) = 0.0675 \text{ m}^2$

Poids propre : $0.0675 \times 2500 = 1,6875 \text{ kN/ml}$.

Revêtement en enduit de ciment : $1 \times 0.02 \times 2000 (0.6+0.2+0.05+0.1+0.5) = 0,58 \text{ kN/ml}$ Donc
: $G = 2,2795 \text{ KN/ml}$.

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

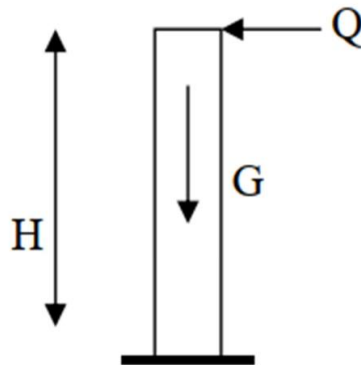


Figure III.2: Sollicitation de l'acrotère

- **Forces horizontales (F_p) :**

L'action des forces horizontales (F_p) :

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

Avec :

F_p : la force sismique.

A : coefficient d'accélération de zone. ($A=0,20$) (zone IIa, groupe 1B).

C_p : facteur de force horizontale. ($C_p=0,8$) élément consol

W_p : Poids propre de l'acrotère. ($W_p = 2,2795 \text{ kN/ml}$) $F_{pp} = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 2,2795 = 1,4588 \text{ kN/ml}$.

$$Q_u = \max (1,5Q_u ; F_p)$$

$$1,5 Q_u = 1,5 \text{ kN}$$

$$F_p = 1,4588 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } Q_u = 1,4588 \text{ KN}$$

Pour une bande de 1m de largeur : $G = 2,2795 \text{ KN/ml}$ et $Q = 1,4588 \text{ KN/ml}$.

• **Calcul des efforts :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ **ELU :**

$$N_u = 1,35G \rightarrow N_u = 1,35 \times 2,279 \rightarrow N_u = 3,07 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5Q_u \times h \rightarrow M_u = 1,5 \times 1,4588 \times 0,6 \rightarrow M_u = 1,31 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5Q_u \rightarrow T_u = 1,5 \times 1,4588 \rightarrow T_u = 2,18 \text{ KN}$$

✓ **ELS :**

$$N_{ser} = G \rightarrow N_{ser} = 2,279 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q_{ser}h \rightarrow M_{ser} = 1,4588 \times 0,6 \rightarrow M_{ser} = 0,87 \text{ kN.m} \quad T_{ser} = Q_{ser} \rightarrow T_{ser} = 1,4588 \text{ KN}$$

• **Ferraillage de l'acrotère :**

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = 8 \text{ cm}$.

• **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,31}{3,07} = 42,67 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \phi \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

On calcule ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3,07 \cdot 10^3}{1 \times 0,1 \times 17 \cdot 10^6} = 1,80 \cdot 10^{-3} < 0,81$$

$\xi = f(\psi_1) \Rightarrow$ D'après le tableau, on trouve : $\xi = 0,1666$.

$$e_{nc} = \xi \times h = 0,1666 \times 10 = 1,666 \text{ cm.}$$

$\rightarrow e_0 > e_{nc} \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et l'état Limite ultime n'est pas atteint. (SPC)

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

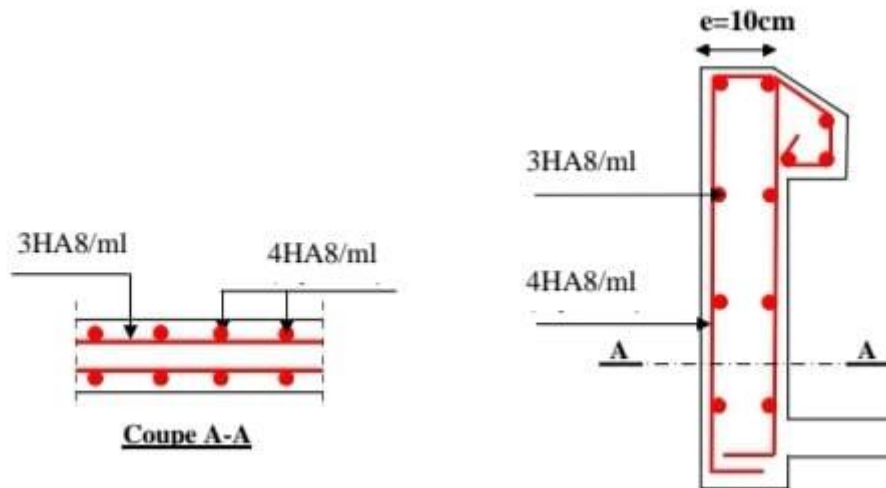


Figure III.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Étude des escaliers :

III.2.1. Introduction :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h". La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume où se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

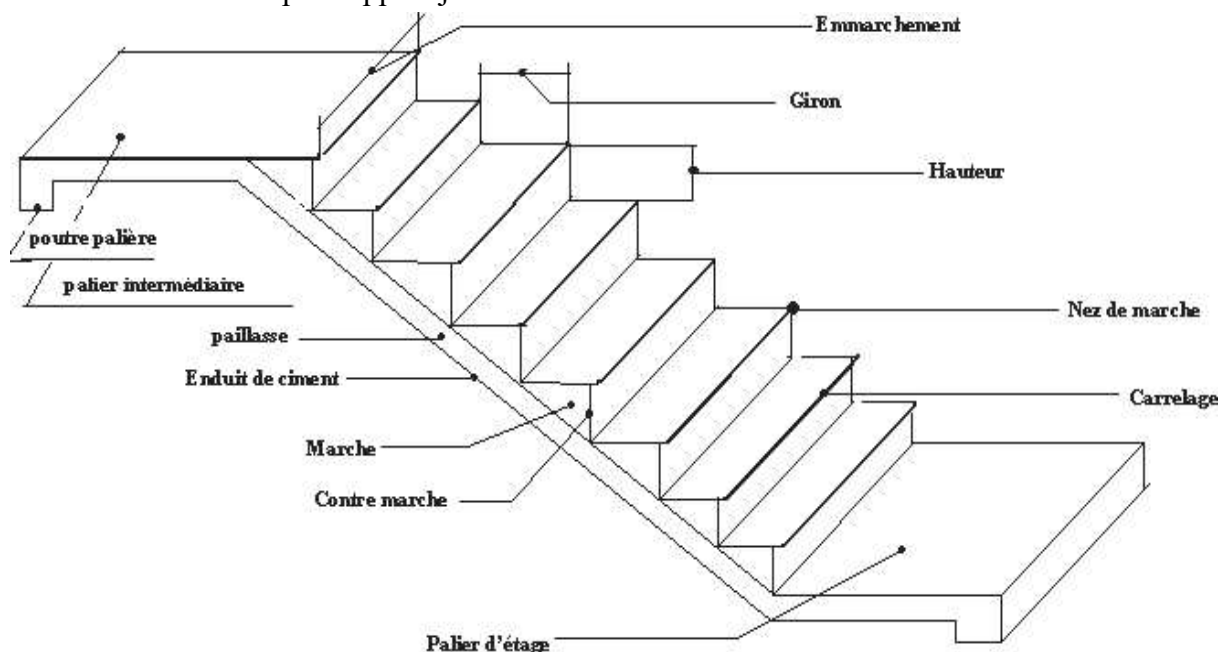


Figure III.4 : Vue d'escalier en trois dimensions

III.2.2. Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place, les dimensions des marches sont variables selon leur destination.

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple.

Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « BLONDEL »:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

h : Hauteur de contre marche, avec $h = 17 \text{ cm}$.

g : Giron ou la largeur de la marche, avec $g = 30 \text{ cm}$.

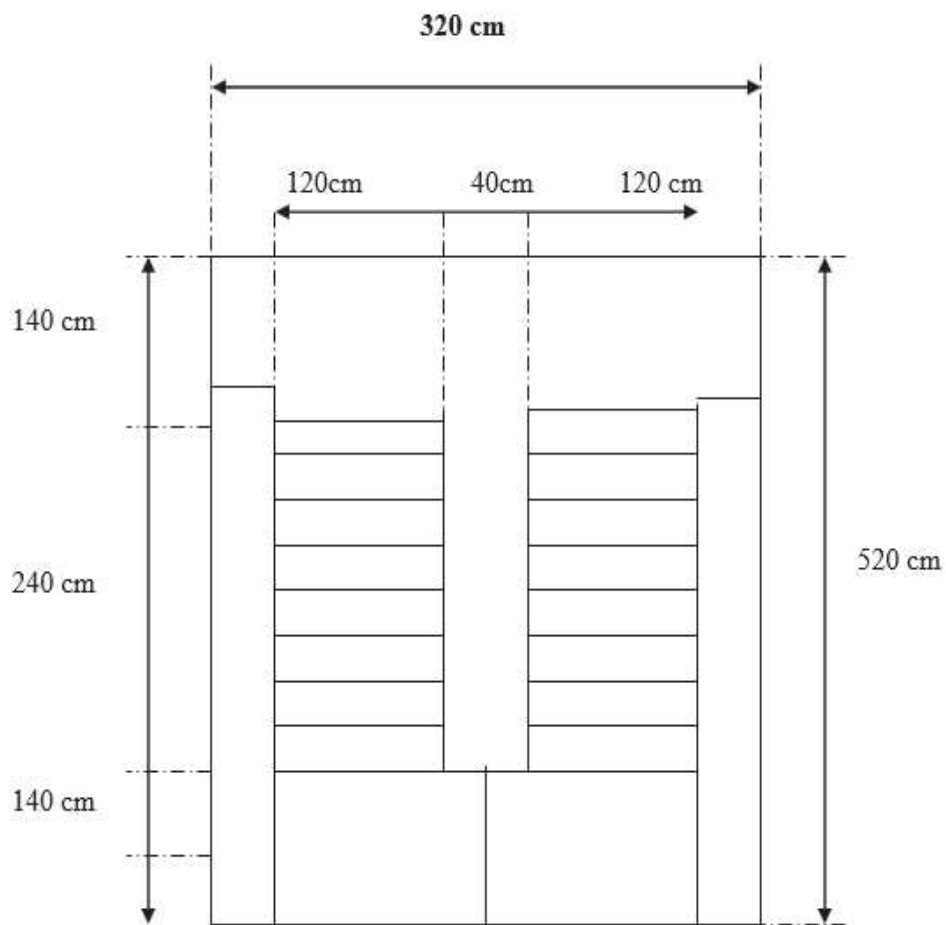


Figure III.5 : Vue en plan d'escalier

- **Calcul du nombre de contre marches :**

$$n = (H / 2) \times 1 / h_0$$

Avec : h_0 (hauteur du contre marches). $= 17 \text{ cm}$ $n = (3.06 / 2) \times 1 / 17 = 9$

- **Calcul du nombre de marche :**

$$N = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- **Calcul de l'angle α :**

$$\tan \alpha = h' / L'$$

$$h' = H / 2 = 1.53\text{m} \quad L' = 30 \times 8 = 2.40\text{m}$$

$$\text{tag}\alpha = (h' / L') = 1.53 / 2.40 = 0,64 \quad \alpha = 32,52^\circ$$

- **Calcul de la longueur inclinée :**

$$L'' = (L' / \cos\alpha) = 2.84 \text{ m}$$

- **Vérification de la relation de blondel :**

$$59 \leq g + 2h < 66\text{cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \quad \text{condition vérifié}$$

- **Épaisseur de la paillasse**

L'épaisseur de la paillasse (e) est donnée par :

$$L / 30 \leq e \leq L / 20 \quad L = L_v + L_p$$

Avec :

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L_v = (2.402 + 1.532) / 2 = 2.84\text{m}$$

$$L = 140 + 284 = 424 \text{ cm}$$

$$424/30 \leq e \leq 424/20$$

$$14.13 \leq e \leq 21.2$$

Soit $e = 17 \text{ cm}$

- **La longueur inclinée de la volée :**

$$L_v = \frac{17 \times 9}{\sin 32,52} = 284.60 \text{ cm} = 2.84 \text{ m}$$

- **Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III.1 : Evaluation des charges sur les escaliers

Désignation des éléments	Palier (KN/ m ²)	Paillasse (KN/m ²)
Poids de la dalle (e=17cm)	5	Volée $25 \times 0.17 / \cos (32.52) = 5,04$
Poids des marches	0,00	$(25 \times 0.17) / 2 = 2,125$

Mortier de pose vertical (e=2cm)	0,00	$20 \times 0.02 \times 0.17 / 0.3 = 0,23$
Mortier de pose horizontal (e=2cm)	0,4	0,4
Carrelage de pose horizontal (e=2cm)	0,44	0,44
Carrelage vertical (e=2cm)	0,00	$22 \times 0.02 \times 0.17 / 0.3 = 0,25$
Garde-corps	0,00	0,6
Lit de sable (e=2cm)	0,00	0,4
Enduit de plâtre	0,15	0,15
Total G (KN/m²)	5.99	9.635
Total Q (KN/m²)	2,5	2,5

III.2.3. Ferrailage des escaliers :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que : b = 100cm ; h=17cm ; d = 0,9h = 15.3 cm

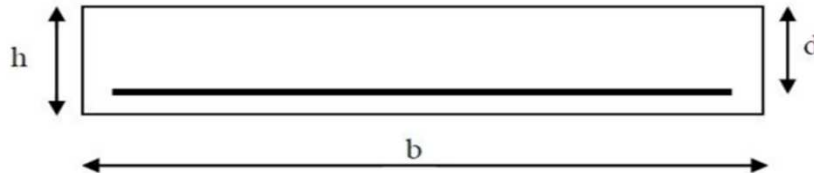


Figure III.6 : Section d'escalier à ferrailer

- Calcul des sollicitations :

Tableau III.2 : Calcul des sollicitations

Combinaison	Le palier 1 q ₁ (KN/m ²)	La paillasse q ₂ (KN/m ²)	Le palier 2 q ₃ (KN/m ²)
ELU	11.84	16.75	11.84
ELS	8.49	12.13	8.49

✓ Moment fléchissant :

ELU :

$M_U = 51,8 \text{ KN.m}$ et $T_U = 36,68 \text{ KN}$

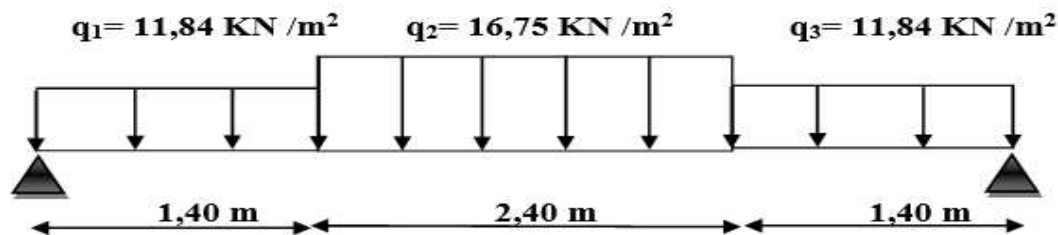


Figure III.7 : Moment fléchissant a l'ELU

ELS :

$M_s = 37,43 \text{ KN.m}$ et $T_s = 26,44 \text{ KN}$

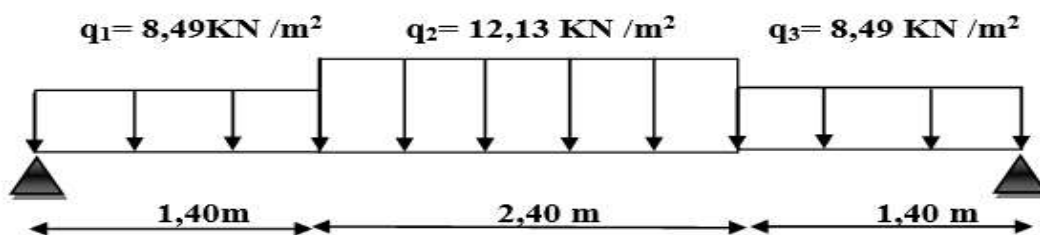


Figure III.8 : Moment fléchissant a l'ELS

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, on porte une correction pour le moment M_u max au niveau des appuis et en travée.

Le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$; Le moment en appui : $M_a = 0,50 M_0$

➤ Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,40 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$;

$\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$

ELU :

En appuis : $M_a = 0,50 M_0 = 25.9 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 44.03 \text{ KN.m}$

Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)	e_{sp} (cm)
Appui	25.9	0,065	Oui	0	0.084	147,85	4,03	4T12	4,52	25
Travée	44.03	0,110	Oui	0	0.147	144.00	7,03	5T14	7,70	20

• Espacement :

En travée : $esp \leq 100/5 = 20$

On prend : esp = 20 cm

Sur appui : $esp \leq 100/4 = 25\text{cm}$

On prend : esp = 25cm

• **Armateur de répartition :**

En travée : $A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \rightarrow 1,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 3,85\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² avec S_t = 25cm

Sur appui : $A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23bd f_{t28}/f_e = 1,69 \text{ cm}^2$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² avec S_t = 25cm

• **Vérification :**

Condition non fragilité :

$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23bd f_{t28}/f_e = 1,69 \text{ cm}^2$

En travée : $A_s = 7,70 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition Vérifiée**

Sur appui : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition Vérifiée**

• **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ (fissuration préjudiciable)

$\tau_u = T_{\text{max}}/bd = (36,68 \times 1000) / (1000 \times 153) = 0,24 \text{ MPa} < \tau_u = 4 \text{ MPa} \dots$ **Condition Vérifiée**

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieure doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u - M_u/0,9d < 0 \rightarrow$ les armateurs ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_u - M_u/0,9d > 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq (T_u - M_u/0,9d) / \sigma_s$

$$T_u - M_u/0,9d = 36,68 \times 1000 - (51,8 \times 10^6) / (0,9 \times 153) = -339.5 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales :

$\tau_u = T_{max}/bd = 0,24 \text{ MPA} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4. Vérification des contraintes su béton :

Les fissurations sont considérées comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

- **Vérification des contraintes du béton :**

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- ✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec :

$n = 15 ; c'=2 \text{ cm} ; d= 15,3 \text{ cm} ; b= 100 \text{ cm} ; A'_s = 08780.40$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Vérification à l'ELS

	Mser (KN.m)	A _s cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	31,81	7,70	4,90	16414,11	9,49	18	C.V
Appui	18,71	4,52	3,92	11858,58	6,18	18	C.V

- **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{3,80} = 0,045 < 0,062$ **Condition Non Vérifiée**

$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{100 \times 14,4} = 0,0050 \leq 0,010$ **Condition Vérifiée**

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0,045 < 0,085$ **Condition Non vérifiée**

Deux condition ne sont pas vérifiées, donc est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :
$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L = 3,8 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

Avec :
$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive}$$

Avec :
$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i = 34179,55 \text{ MPa}$; $E_v = 11496,76 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.5 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
31.81	7,70	0,005	270,01	4,77	1,90	0,46	47618,49	16304,46	25261,05

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,824 \text{ cm} \\ f_v = 1,58 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,75 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,75 \text{ cm} < \bar{f} = 0,76 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée.

- Schéma de ferrailage :

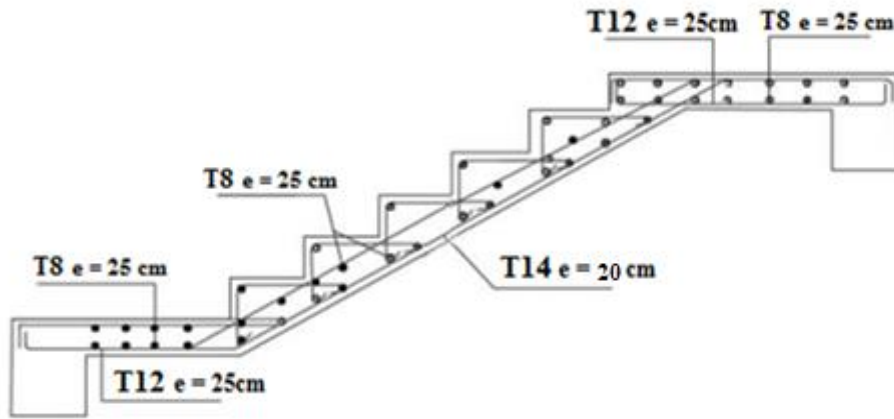


Figure III.9 : ferrailage de l'escalier

III.3. Etude poutre palière :

III.3.1. Dimensionnement :

D'après la condition de flèche défini par le BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 29,5 \text{ cm}$$

- Exigences du RPA99/2003 :

$h \geq 30 \text{ cm}$

$b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow$ Donc, on prend : $b = 30 ; h = 30 \text{ cm}$

$h/b < 4$

- Définition des charges :

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre : $G_0 = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/m}$

m poids du mur extérieur : $G_m = 2,88 \times 1,13 = 3,25 \text{ KN/m}$

D'où : $G = G_0 + G_m = 3 + 3,25 = 6,25 \text{ KN/m}$

Moment de torsion : $M_{tor} = M_B \times L/2$ (provoqué par la flexion de la paillasse).

Charge transmise de la paillasse :

ELU : $R_{Bu} = 36,68 \text{ KN/m}$

ELS : $R_{Bs} = 26,44 \text{ KN/m}$

➤ **Calcule à la flexion :**

Sollicitations :

ELU : $Q_u = 1,35G + R_{Bu} = 45,11 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 49,07 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 66,53 \text{ KN}$$

ELS : $Q_s = G + R_{Bs} = 32,69 \text{ KN/m}$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = 35,56 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage a l'ELU :**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Résultats de ferraillage de la poutre palière

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A cal (cm ²) ≥ A min(cm ²)
Travée	41,71	0,063	0,081	0,348	2,75	1,19	C.V
Appui	-24,54	0,037	0,047	0,353	1,59	1,19	C.V

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_b = \frac{v^{max}}{b_o \times d} = 0,62 \text{ Mpa}$$

➤ **Armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_t

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$

$$* A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$* A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (-0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} = 0,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion :**

Moment de torsion :

$$M_{tor} = M_B \times \frac{L}{2} = - 25,9 \times \frac{2,95}{2} = - 38,20 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de l'escalier.

Dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente A d'épaisseur ($e = \varnothing/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\varnothing = \min (b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 6,66 \text{ cm} \Rightarrow A = (b - e) \times (h - e) = 777,8 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 140 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{M_{\text{tor}} \times U}{2 \times A \times f_{\text{st}}} = 7,90 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \times A \times f_{\text{st}}} = 0,85 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times A \times e} = 3,69 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{\text{total}} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{\text{total}} = \sqrt{\tau_u^2 + \tau^2} = 3,74 \text{ MPa}$

F.P $\Rightarrow \bar{\tau} = \min (0,2f_{C28}/1,5; 4 \text{ MPa})$

On trouve $\tau_{\text{total}} \leq \bar{\tau}$ donc pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale :**

Travée : $A_{\text{st}} = A_{\text{t cal}} + A_l/2 = 6,7$

Choix : $4T14 + 2T12 = 8,42 \text{ cm}^2$

Appui : $A_{\text{sa}} = A_{\text{a cal}} + A_l/2 = 6,7$

Choix : $3T14 + T12 = 5,75 \text{ cm}^2$

Armature transversales :

$A_{\text{tra}} = A_{\text{trans}} + A_t = 0,36 + 0,85 = 1,21 \text{ cm}^2$

Soit $4\varnothing8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS :**

Vérification des contraintes :

$$q_s = g_0 + R_{Bs} = 32,69 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 35,56 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 30,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0,85 M_{0u} = -17,78 \text{ KN.m}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Vérification des contraintes a L'ELS

Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	30,23	8,42	13,15	82026,31	4,85	18	C.V
Appui	17,78	5,75	11,80	66941,77	3,13	18	C.V

➤ **Vérification de la flèche :**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times L \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 24,66 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,42 \text{ cm}^2 < 9,07 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{C.V}$
- $L = 2,95 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots\text{C.V}$

➤ **Schéma de ferrailage :**

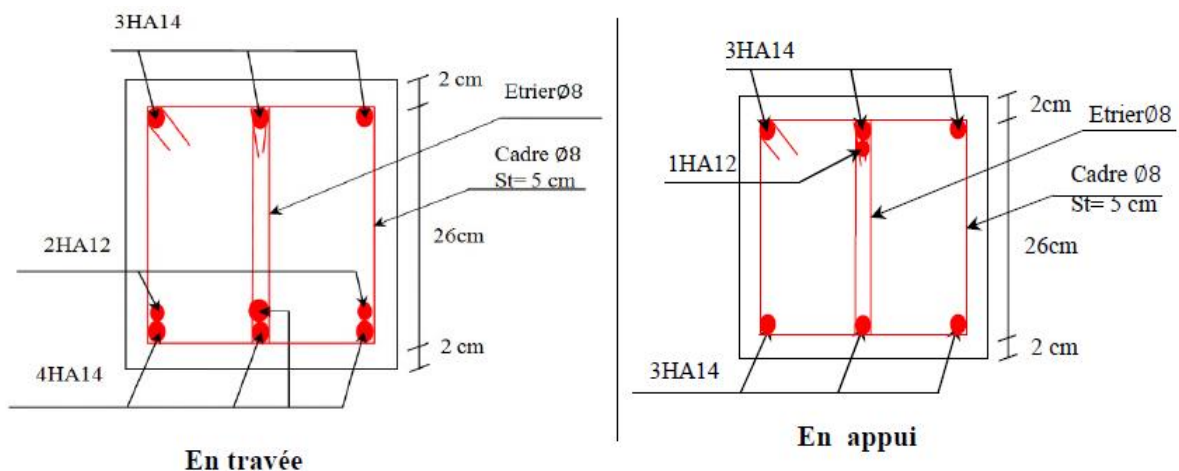


Figure III.10 : ferrailage de poutre palière

III.4. Etude des poutrelles :

III.4.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol ; ils assurent deux fonctions principales :

➤ **Fonction de résistance :**

Les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,

➤ **Fonction d'isolation :**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet est à usage d'habitation, pour les 14 étages, on adopte un plancher à corps creux.

-le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

-les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

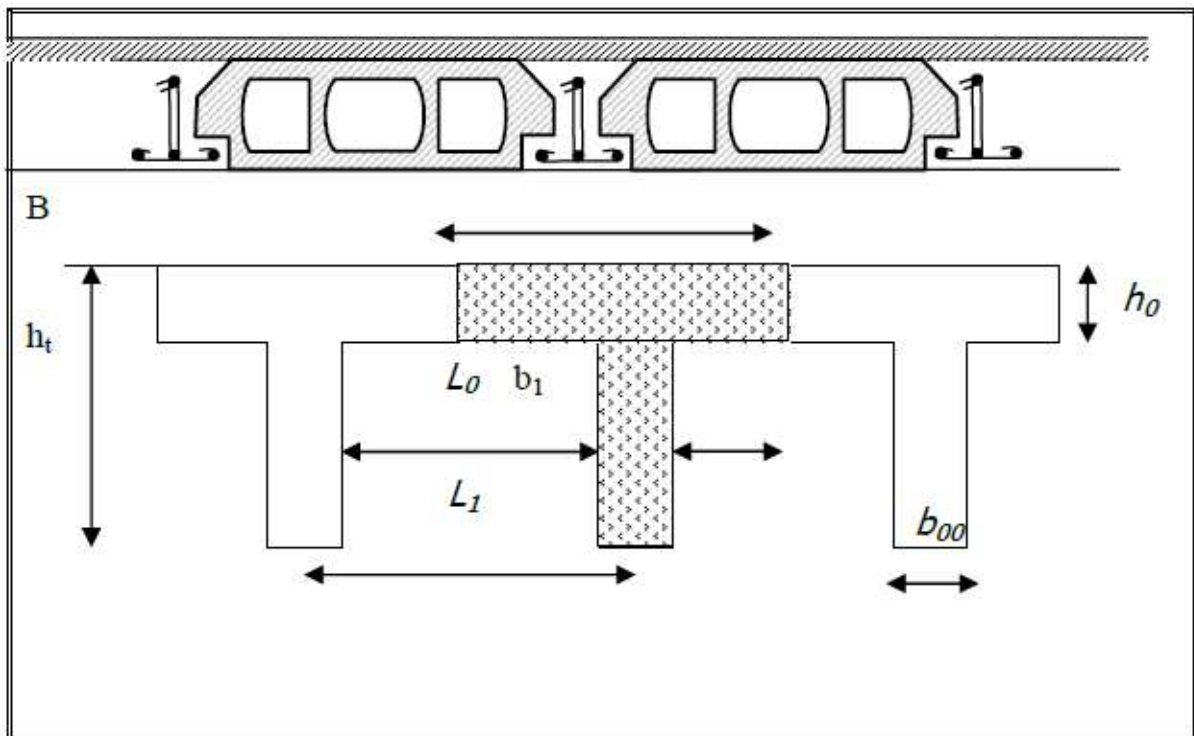


Figure III.11 : Plancher en corps creux

III.4.2 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a deux types de plancher :

- Plancher à corps-creux (Plancher de RDC et les 15 Etages)
- Dalle pleine (Plancher Des 3 Sous-sol)

Un plancher à corps creux ($h_1 = 21 \text{ cm}$) :

5 cm : dalle de compression

16 cm : corps creux

Donc on a des poutrelles de :

$h_t = 21 \text{ cm}$

$h_0 = 5 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$

➤ **Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :**

Le calcul de la largeur « b » se fait à partir des conditions suivantes :

$$* b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \qquad b_1 \leq \frac{70 - 10}{2} = 30$$

$$b_1 = \min \quad * b_1 \leq \frac{l}{10} \qquad \Rightarrow \qquad b_1 \leq \frac{360}{10} = 36$$

$$* 6h_0 \leq b_1 \leq h_0 \qquad 30 \text{ cm} \leq b_1 \leq 40 \text{ cm}$$

Soit : $b_1 = 30 \text{ cm}$

Pour avoir $b = b_0 + 2 b_1 = 10 + 2 \times 30 = 70 \text{ cm}$

III.4.3. Les différents types des poutrelles :

A partir du membre de travée en a les trois types suivant :

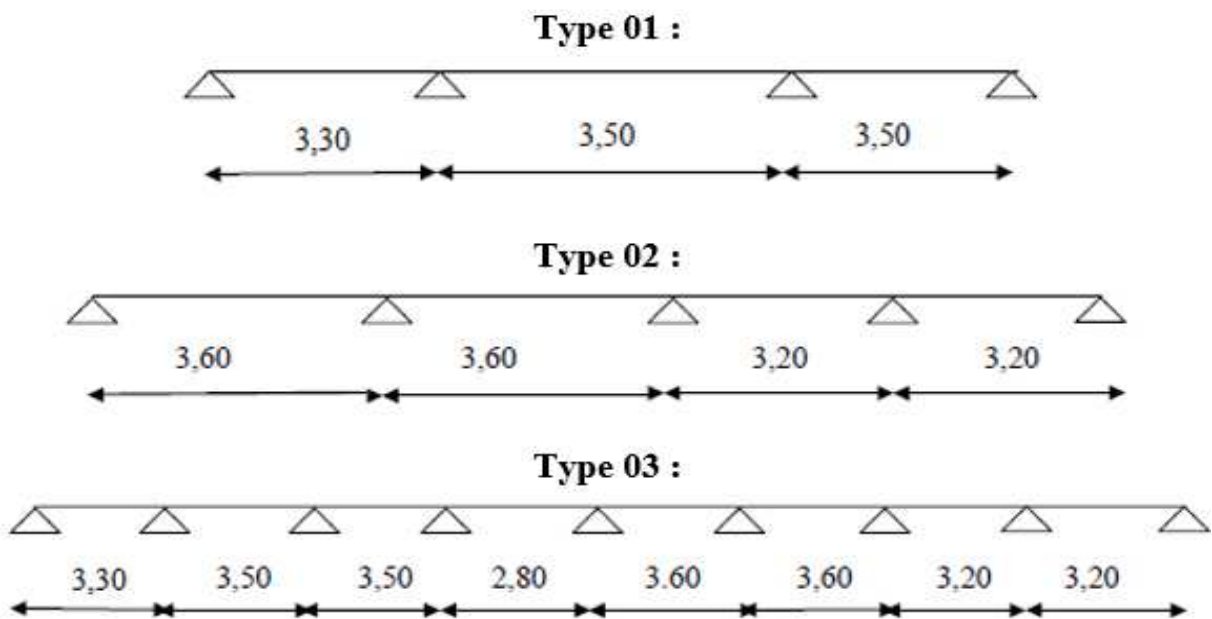


Figure III.12 : Les types des poutrelles

Les trois types sans utiliser dans les planchers de :

- La terrasse inaccessible.
- 2^{ème} étage jusqu'au 15^{ème} étage (usage d'habitation).
- Le rez-de-chaussée et 1^{er} étage (commerce).

Donc totalement on aura 9 types des poutrelles.

III.4.4 Calcul des poutrelles :

III.4.4.1. Sollicitation des poutrelles :

➤ Les combinaisons de charges :

Les charges par mètre linéaire (ml)

$$G = G_{pl} \times b$$

$$Q = Q_{pl} \times b$$

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q$$

Les charges de chaque type sont tirées du tableau suivant :

Tableau III.8 : Les charges et les surcharges

Plancher	Type	G _{pl} (KN/m ²)	Q _{pl} (KN/m ²)	b (m)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Terrasse	type 01	5,61	1	0,70	3,93	0,7
Terrasse	type 02	5,61	1	0,70	3,93	0,7
Terrasse	type 03	5,61	1	0,70	3,93	0,7
2 ^e ...15 ^e étage	type 04	5,43	1,5	0,70	3,80	1,05
2 ^e ...15 ^e étage	type 05	5,43	1,5	0,70	3,80	1,05
2 ^e ...15 ^e étage	type 06	5,43	1,5	0,70	3,80	1,05
RDC et 1 ^{er} étage	type 07	5,43	3,5	0,70	3,80	2,45
RDC et 1 ^{er} étage	type 08	5,43	3,5	0,70	3,80	2,45
RDC et 1 ^{er} étage	type 09	5,43	3,5	0,70	3,80	2,45

Pour le calcul des sollicitations on a utilisé la méthode des éléments finis (logiciel ETABS 2016), on a obtenu le résultat du tableau suivant :

Tableau III.9 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS

Poutrelles		ELS			ELU		
		M _{max} Appui (KN.m)	M _{max} Travée (KN.m)	T _{max} (KN.m)	M _{max} Appui (KN.m)	M _{max} Travée (KN.m)	T _{max} (KN.m)
Terrasse	Type 1	-5,77	4,47	9,74	-7,92	6,13	13,38
	Type 2	-6,51	4,59	10,14	-8,94	6,29	13,92
	Type 3	-5,51	3,99	9,29	-7,56	5,47	12,75

Etage courant	Type 4	-6,05	4,69	10,22	-8,38	6,47	14,13
	Type 5	-6,83	4,81	10,63	-9,44	6,65	14,69
	Type 6	-5,78	4,18	9,74	-7,98	5,78	13,37
RDC + 1 ^{er} Etage	Type 7	-7,80	6,03	13,17	-10,98	8,51	18,55
	Type 8	-8,79	6,20	13,69	-12,39	8,73	19,29
	Type 9	-7,44	5,39	12,55	-10,48	7,60	17,68

III.4.4.2 Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS (type 08)

	ELU			ELS	
	M_{tu}^{max} (KN.m)	M_{au}^{max} (KN.m)	T_u^{max} (KN)	M_{tser}^{max} (KN.m)	M_{aser}^{max} (KN.m)
Sollicitations	8,73	-12,39	19,29	6,20	-8,79
Référence	Type08	Type08	Type08	Type08	Type08

➤ Ferrailage en travée :

$h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 70 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18,9 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$.

Le calcul des sections en forme de "T" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 97,58 \text{ kNm}$$

On a: $M_{tu} = 8,73 \text{ KN.m} < M_{tab} = 97,58 \text{ KN.m}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b×h) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.6 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s (cm ²)
8,73	0,021	Oui	0	0,027	18,70	1,07

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,46 \text{ cm}^2 ; 1,07 \text{ cm}^2\} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T10 + 2T8 ($A_s = 1,80 \text{ cm}^2$)

➤ **Ferraillage sur appuis :**

On a: $M_{au \max} = 12,39 \text{ KN.m} < M_{tab} = 97,58 \text{ KN.m}$

Alors : L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau.III.11 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
12,39	0,029	Oui	0	0,037	18,62	435	1,53

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq 0,23b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,46 \text{ cm}^2 ; 1,53 \text{ cm}^2\} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérifications :**

• **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 19,29 \text{ KN}$

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \bar{d}_u} = 0,95 < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Vérification des contraintes du béton :

Soit “y” la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance “y” de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

- **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=70 \text{ cm}$ (travée) ; $b_0= 10\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2,5\text{cm}$

Y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance “y” et le moment d'inertie “I” se Calculent par les formules qui suivent :

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 y \frac{h_0}{2} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Tableau III.11 : Récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vér
Travée	8,85	1,80	0	3,45	7403,11	4,13	18	C.V
Appuis	12,56	2,26	0	3,82	9009,75	5,33	18	C.V

III.4.4.3 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

h = 21cm; b₀=10cm; d =18,9cm; L = 3,6 m; M_{tsr} = 8,85 KN.m ; M₀=11,78 KN.m ; A_s = 2,35 cm² ; f_e=500MPa.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,0583 < 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0124 > 0,0084 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{h}{L} = 0,0583 < 0,141 \dots \dots \dots non\ vérifiée$

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,72\ cm \quad (L < 3,60\ m)$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longue durée.

-Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.12 : Récapitulatif du calcul de la flèche

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
8,85	1,80	15,8	0,0015	289,04	3,27	1,30	0,012	41312,47	56785,02	44899,46

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0,06\text{cm} \quad (L = 3,60 \text{ m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 0,22\text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,162 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe = 235MPa)

➤ « BAEL 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_y K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

• « RPA 99 version 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Ø_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min} (0,6 \text{ cm} ; 1\text{cm} ; 1,2 \text{ cm}) = 0,6 \text{ cm.}$$

On adopte : Ø_t = 6 mm

Donc :

- Selon le « BAEI 91 modifié 99 » [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,015 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,7 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad . \\ \bullet S_t \leq 10,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \quad . \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$$A_t = 2\pi\phi_t^2/4 = 0,57 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\phi_5 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,030 \Rightarrow S_t \leq 19 \text{ cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad . \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \quad . \end{array} \right.$

➤ **Schéma de ferrailage :**

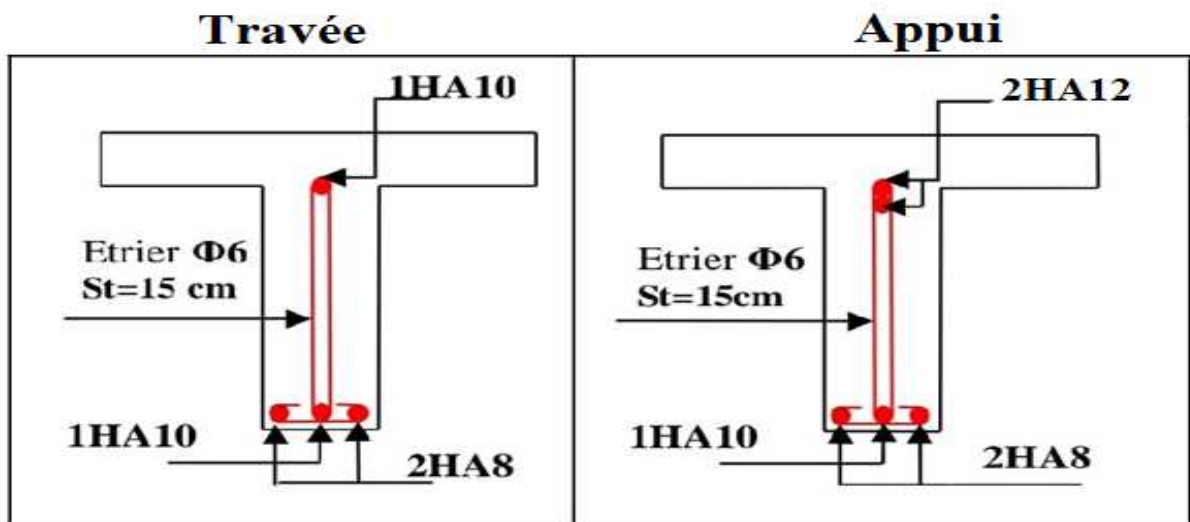


Figure III.13 : Schéma de ferrailage des poutrelles

III.4.4. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.

30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \cdots A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \cdots A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

L = 70 cm ; Fe = 235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : A1= 1,11 cm²/ml

On prend : 4T6 = 1,51 cm²

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

En prend St = 25 cm

Armatures de répartition :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,75\text{cm}^2$$

Soit : 3T6 = 0.85 cm².St=30cm.

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égaleà30cm suivant les deux sens.

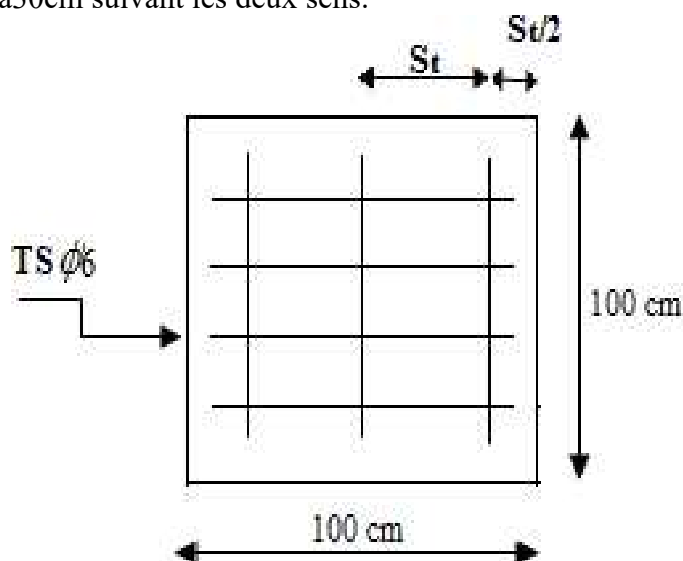


Figure III.14 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.5. Etude du plancher dalle pleine :

III.5.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{6,90} = 0,52 \Rightarrow 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

Donc la dalle portant dans les deux sens.

Condition de flèche :

$$h \geq \frac{L_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{390}{40} \Rightarrow h \geq 9 \text{ cm}$$

Donc On prend **h = 15 cm**.

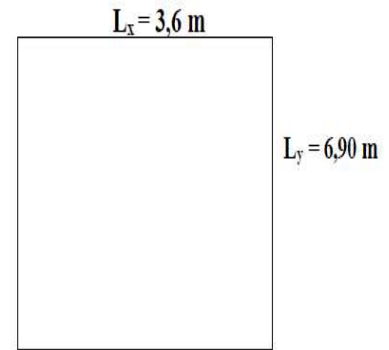


Figure III.15 : La section de plus grand Panneau de la dalle pleine de sous-sol (parking).

III.5.2. Combinaisons d'action :

G = 6,35 KN/m² et Q = 2,5 KN/m²

ELU : Pu = (1,35G+1.5Q) × 1ml ⇒ Pu = 12,32 KN/ml

ELS : Ps = (G+Q) × 1ml ⇒ Ps = 8,85 KN/ml

III.5.3. Calcul des moments fléchissant :

(Méthode B.A.E.L 91) :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l^2_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Avec : les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,52$

Tableau III.13 : La valeur des coefficients μ_x et μ_y

ELU (v = 0)		ELS (v = 0,2)	
μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,0937	0,2500	0,0974	0,3853

ELU : $M_x = 0,0937 \times 12,32 \times 3,6^2 = 14,96 \text{ KN.m}$

$M_y = 0,2500 \times 14,96 = 3,74 \text{ KN.m}$

ELS : $M_x = 0,0974 \times 8,85 \times 3,6^2 = 11,17 \text{ KN.m}$

$M_y = 0,3853 \times 11,17 = 4,30 \text{ KN.m}$

III.5.4. Les moments totaux appliqués sur la dalle :

Pour M_x :

➤ ELU : M_x = 14,96 KN.m

$$M_t = 0,85M_x = 12,72 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 M_x = 4,49 \text{ KN.m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 7,48 \text{ KN.m (Les autres appuis)}$$

➤ **ELS** : $M_x = 11,17 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,85M_x = 9,49 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 M_x = 3,35 \text{ KN.m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 5,59 \text{ KN.m (Les autres appuis)}$$

Pour M_y :

➤ **ELU** : $M_y = 3,74 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,85M_y = 3,18 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 M_y = 1,12 \text{ KN.m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0,5 M_y = 1,87 \text{ KN.m (Les autres appuis)}$$

➤ **ELS** : $M_y = 4,30 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,85M_y = 3,65 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 M_y = 1,29 \text{ KN.m (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0,5 M_y = 2,15 \text{ KN.m (Les autres appuis)}$$

Tableau III.14 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle sous-sol

	ELU		ELS	
	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
Travée	12,72	3,18	9,49	3,65
Appui	7,48	1,87	5,59	2,15

III.5.5. Calcul du ferrailage de la dalle :

On a : $h = 15 \text{ cm}$; $L = 1 \text{ m}$.

III.5.5.1. Calcul des armatures longitudinales :

➤ **ELU** :

Dans le sens (x-x) :

En travée : $M_{trav} = 12,72 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 17} = 0,041 < \mu_R = 0,372 \text{ Donc } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,052$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,052) = 0,132\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{12,72 \times 10^{-3}}{0,132 \times \frac{500}{1,15}} = 2,22 \text{ cm}^2$$

En appui : $M_{ap} = 7,48 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,48 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 17} = 0,0241 < \mu_R = 0,372 \text{ Donc } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0241}) = 0,031$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,031) = 0,133 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{7,48 \times 10^{-3}}{0,133 \times \frac{500}{1,15}} = 1,29 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,4/500 \times 10^4$$

$$A_{min} \geq 1,49 \text{ cm}^2$$

Choix :

En travée : $A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{sa} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Tableau III.15 : Ferrailage calculé en appui et en travée

Sens x-x						
Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A cal (cm ²)	A choisie (cm ²)
Travée	12,72	0,041	0,0556	0,131	2,22	3T12 = 3,39
Appui	7,48	0,0241	0,0191	0,133	1,29	3T12 = 3,39
Sens y-y						
Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A cal (cm ²)	A choisie (cm ²)
Travée	3,18	0,0102	0,0128	0,134	0,54	3T12 = 3,39
Appui	1,87	0,006	0,0075	0,134	0,34	3T12 = 3,39

➤ Calcul des espacements :

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Tableau III.16 : Les espacement adopté

Direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge répartie)
(X-X)	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm
(Y-Y)	20 cm	Min (4h ; 44 cm) = 44 cm

➤ Vérification à l'ELS :

Dans le sens (x-x) :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{bX^2}{2} + \eta A_{sc}(x-d') - \eta A_{st}(d-x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} + \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{3,39}{100} + \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 3,39}{15 \times 3,39^2}} - 1 \right)$$

X = 3,23 cm.

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,0323^3}{3} + 15 \times 3,39(13,5 - 3,23)^2$$

I = 6,48 × 10⁻⁵ m⁴

- Calcul des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{9,49 \times 10^{-3} \times 0,046}{6,48 \times 10^{-5}} = 4,73 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 4,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Acier : $\sigma_s = \frac{n M_s (d-X)}{I} = \frac{15 \times 13,64 \times 10^{-3} (0,135 - 0,046)}{1,26 \times 10^{-4}} = 225,40 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 225,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Tableau III.17 : Vérification des contraintes a L'ELS

Sens x-x							
Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{bc} ≤ $\overline{\sigma}_{bc}$

Travée	9,49	3,39	3,23	6486,57	4,73	225,40	C.V
Appui	5,59	3,39	3,23	6486,57	2,78	144,66	C.V
Sens y-y							
Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	3,65	3,39	3,23	6486,57	1,82	86,69	C.V
Appui	2,15	3,39	3,23	6486,57	1,07	51,06	C.V

On a trouvé que tous les contraintes sont vérifiées.

III.5.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

- ELU :

Suivant (x-x) :

$$V_{xu} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1+(\alpha/2)} = \frac{12,72 \times 3,6}{2} \times \frac{1}{1+(0,52/2)} = 18,17 \text{ KN}$$

Suivant (x-x) :

$$V_{yu} = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{12,72 \times 3,6}{3} = 15,26 \text{ KN}$$

$$V_u = \max (V_{xu} ; V_{yu}) = 18,17$$

On a :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{ux} = \frac{18,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,135 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas de rupture par cisaillement

III.5.5.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{1} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,200 > 0,063 \dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_x} \Rightarrow \frac{0,2}{1} \geq \frac{1}{10} \times \frac{10,09}{11,87} \Rightarrow 0,200 > 0,085 \dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39 \times 10^4}{1 \times 0,135} < \frac{4,2}{500} \Rightarrow 0,0025 < 0,0084 \dots \text{C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6. Etude de la dalle du Balcon :

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation. Ils sont calculés comme des consoles encastrées, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur.

Le calcul se fera pour une bande de 1ml à la flexion simple.

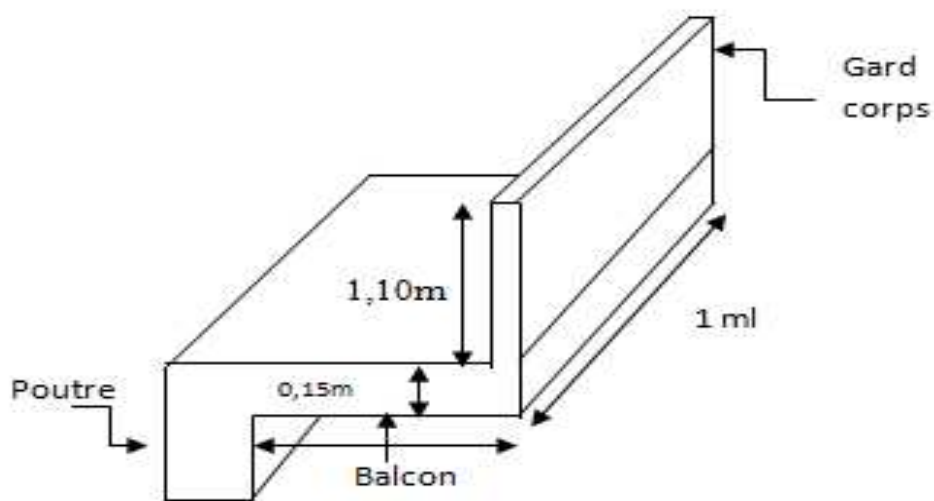


Figure III.16 : Schéma statique du balcon

III.6.1. Types des balcons :

Dans notre structure, il y a un seul type de balcons

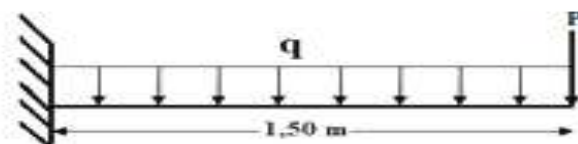


Figure III.17 : Types des balcons

III.6.2. Charges et surcharges supportées par le balcon :

Le balcon reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et à la charge d'exploitation et une charge concentrée du mur en maçonnerie.

Les charges sont résumées dans les tableaux suivants :

- Poids propre et charge d'exploitation :

Tableau III.18 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1ml
6,13	3,5	q _u = 13,53	q _s = 9,63

- Mur de simple cloison :

Tableau III.19 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS

P (KN/m ²)	Hauteur (m)	ELU (KN/ml) (1,35G) × 1,1	ELS (KN/ml) (G) × 1,1
6,13	3,5	q _u = 13,53	q _s = 9,63

III.6.3. Moments fléchissant et efforts tranchants :

On prend le type 01, le calcul des moments fléchissant se fait par le calcul RDM, on calcul

Pour une bande de 1ml.

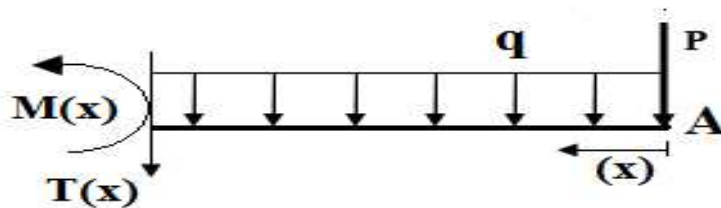


Figure III.18 : Les effort sur le balcon

- ELU : (P_u = 2,52 KN/ml) ; (q_u = 13,53 KN/ml)

Travée : 0 ≤ x ≤ 1,50m

$$M_u(x) = -P_u x - q_u \frac{x^2}{2} = -2,52x - 13,53 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,5) = -18,84 \text{ KN.ml}$$

$$M'_u(x) = -P_u - q_u x = 0 \quad x = -\frac{P_u}{q_u} = -0,18 \notin [0; 1,50]$$

$$T(x) = P_u + q_u x = 2,52 + 13,53 x$$

$$T(0) = 2,52 \text{ KN}$$

$$T(1,5) = 22,81 \text{ KN}$$

- ELU : (P_s = 1,87 KN/ml) ; (q_s = 9,63 KN/ml)

Travée : 0 ≤ x ≤ 1,50m

$$M_u(x) = -P_s x - q_s \frac{x^2}{2} = -1,87x - 9,63 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,5) = -13,64 \text{ KN.ml}$$

$$M'_s(x) = -P_s - q_s x = 0 \quad x = -\frac{P_s}{q_s} = -0,18 \notin [0; 1,50]$$

$$T(x) = P_s + q_s x = 1,87 + 9,63 x$$

$$T(0) = 1,87 \text{ KN}$$

$$T(1,5) = 16,32 \text{ KN}$$

Tableau III.20 : Récapitulation des moments et des efforts tranchants de la dalle pleine balcon

	ELU		ELS	
X (m)	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)
0	0	2,52	0	1,87
1,5	-18,84	22,81	-13,64	16,32

III.6.4. Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon :

Les balcons sont sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales.

III.6.4.1. Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,84 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 17} = 0,061 < \mu_R = 0,372 \quad \text{Donc } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) = 0,078$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,078) = 0,131 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{18,84 \times 10^{-3}}{0,131 \times \frac{500}{1,15}} = 3,31 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

- Armatures longitudinales :

Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,4/500 \times 10^4$$

$$A_{\min} \geq 1,49 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 100 \times 15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 7T12 de section $A_s = 7,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Les armature de répartition :**

$$A_{\text{repa}} = A_{\text{ado}}/4 = 7,92/4 = 1,98 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{\text{repa}} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bX^2}{2} + \eta A_{\text{SC}}(x-d') - \eta A_{\text{St}}(d-x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{\text{St}}}{b} + \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{\text{St}})}{nA_{\text{St}}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{7,92}{100} + \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 7,92}{15 \times 7,92^2}} - 1 \right)$$

$$X = 4,60 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{\text{St}}(d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,046^3}{3} + 15 \times 7,92 (13,5 - 4,6)^2$$

$$I = 1,26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{\text{bc}} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{13,64 \times 10^{-3} \times 0,046}{1,26 \times 10^{-4}} = 4,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 4,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \frac{n M_s (d-X)}{I} = \frac{15 \times 13,64 \times 10^{-3} (0,135 - 0,046)}{1,26 \times 10^{-4}} = 144,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 144,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V.6.4.2. Vérification au cisaillement :

$T_u = 22,81 \text{ KN}$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{22,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,169 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau}_u = \min (0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable.

$\overline{\tau}_u = \min (3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}.$

$$\tau_U < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.6.4.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,50} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1 > 0,063 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} < \frac{4,2}{500} \Rightarrow 0,0059 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau III.21 : Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon

Armature longitudinal (cm ² /ml)		Armature de répartition (cm ² /ml)	
A _{st} calculé	A _{st} choisi	A _r calculé	A _r choisi
3,31	7T12 = 7,92	1,98	4T10 = 3,14

III.6.4.4. Schéma de ferrailage de balcon :

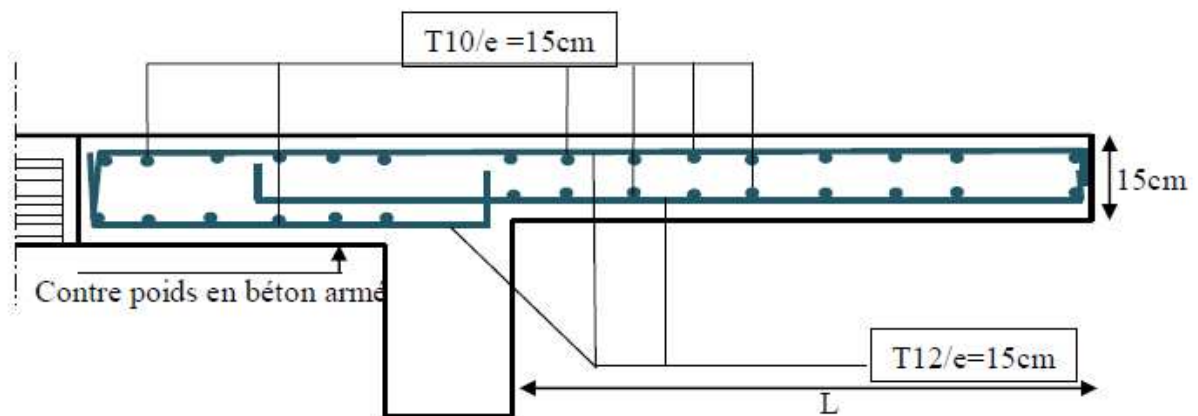


Figure III.19: Ferrailage du balcon

CHAPITRE IV :

ETUDE

DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

L'Algérie a connu, au cours du siècle dernier, plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Comme par exemple Le dernier séisme en 2003 de Boumerdès qui a provoqué des dégâts humains et matériels.

Un séisme est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changements de la vitesse des roches du dessous lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, qui donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces ondes sismiques touchent directement les appuis des ouvrages et provoquent des déplacements qui sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exigence le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'étude sismique d'une structure est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans la structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudier.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations (en utilisant le logiciel ETABS version 2016).

IV.3. Modélisation de la structure :

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encasté à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est l'ETABS pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permettent de simplifier suffisamment les calculs.

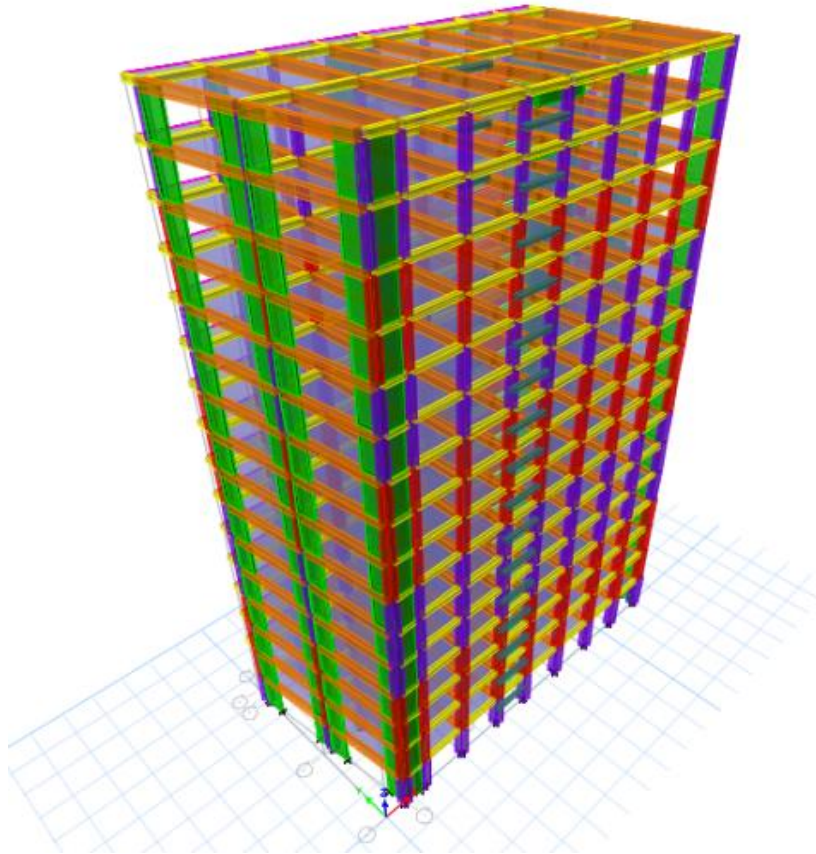


Figure IV.1 : Modélisation du bloc A

IV.4. Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des sollicitations sismiques. D'après le RPA99/V2003, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.4.1. Méthode statique équivalente :

IV.4.1.1. Principe :

Dans cette méthode, le RPA99/V2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.4.1.2. Domaine d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et IIa et à 30 m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivante :

Zone I : – tous groupes.

Zone II : – groupe d’usage 3.

- groupe d’usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d’usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d’usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : – groupes d’usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d’usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d’usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.4.2. Méthode d’analyse modale spectrale :

IV.4.2.1. Principe :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l’action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l’amortissement et des forces d’inerties.

IV.4.2.2. Domaine d’application :

La méthode dynamique est une méthode générale, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.4.3. Choix de la méthode :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/V2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99/V2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/V2003 prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}} \text{ (RPA99 Version2003-article 4.3.6)}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

V_{statique} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment (calculée par la méthode statique équivalente).

IV.5. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentel.

- **Combinaisons fondamentales :**

$$\text{ELU : } 1,35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

$$0.8 G \pm E (x ; y)$$

$$G + Q \pm E (x ; y)$$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme.

IV.6. Méthode statique équivalente :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/V2003, l'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions (x ; y) est donné par la formule suivante :

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

IV.6.1. Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Bejaia zone IIa.

Ouvrage de grande importance (Groupe 1B)).

D'après le « tableau 4.1 » du RPA99/V2003, le coefficient d'accélération de la zone

A= 0,20.

IV.6.2. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » RPA99/V2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « l'article 3.4 » du RPA99/V2003.

Dans les deux blocs, on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure est égal à **R=5**

IV.6.3. Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T)

:

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; \frac{(0,09 \times h_N)}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

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

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, Il est donné par le « tableau 4.6 » du RPA99/V2003.

$C_T = 0,05$ Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

Dans le sens x : $D_x = 30,5$ m.

$$h_N = 49,64 \text{ m.}$$

$$T_X = \min \left(0,05 \times 49,64^{3/4} ; \frac{(0,09 \times 49,64)}{\sqrt{31,5}} \right)$$

$$T_X = \min (0,936 ; 0,820)$$

$$T_X = 0,820 \text{ s.}$$

Dans le sens y : $D_y = 15,1 \text{ m}$.

$$h_N = 49,64 \text{ m}$$

$$T_y = \min \left(0,05 \times 49,64^{3/4} ; \frac{(0,09 \times 49,64)}{\sqrt{15,1}} \right)$$

$$T_y = \min (0,936 ; 1,151)$$

$$T_y = 0,936 \text{ s}$$

IV.6.4. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

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

T_2 : C'est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le « Tableau 4.7 » du RPA99/V2003.

$$\eta : \text{C'est le coefficient de correction d'amortissement : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est contreventé par des voiles, donc il est pris égal à 7%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,8819 > 0,7 \text{ (RPA99 version 2003)}.$$

Période caractéristique associées à la catégorie de site :

On va supposer site 3 (site meuble) : donc : $T_1 = 0,15\text{s}$ et $T_2 = 0,50\text{s}$.

Puisque la période fondamentale de la structure T, est comprise entre T_2 et 3s ($T_2 < T < 3,0 \text{ s}$), donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

Dans le sens x :

$$D_x = 2.5\eta\left(\frac{0,5}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5\eta\left(\frac{0,5}{0,82}\right)^{2/3} \qquad D_x = 1,58$$

Dans le sens y :

$$D_y = 2.5\eta\left(\frac{0,5}{T_Y}\right)^{2/3} = 2.5\eta\left(\frac{0,5}{0,936}\right)^{2/3}$$

$$D_y = 1,45$$

IV.6.5. Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon le «tableau V.4 » du RPA99/V2003.

Tableau IV.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité

Critère q »	Observée	PqX	Observée	PqY
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05	Non	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Non	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0
		$\sum p_q = 0,05$	$\sum p_q = 0,05$	

$$Q_x = 1 + 0,05 = 1,05$$

$$Q_y = 1 + 0,05 = 1,05$$

IV.6.6. Le poids total de la structure (W_t) :

D'après le RPA99 version2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

Le poids total de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

β : c'est le coefficient de pondération, d'après le « tableau 4.5 » du RPA99/V2003, il est pris égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

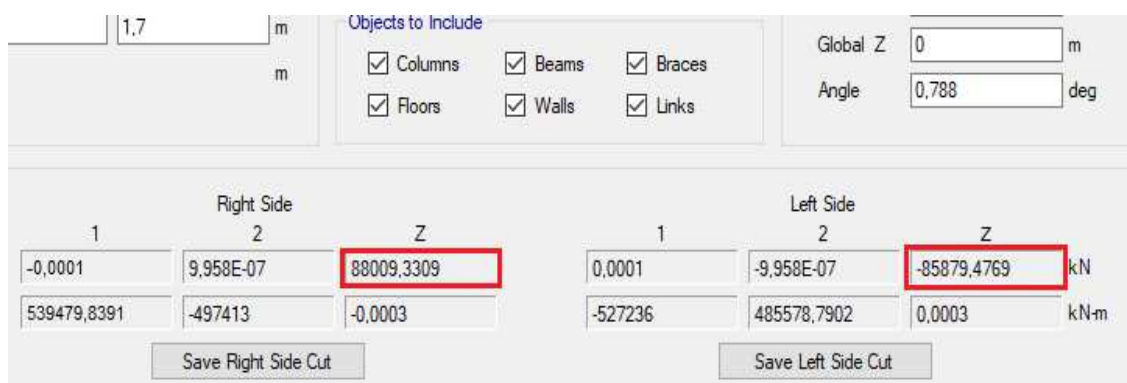


Figure IV.2 : Poids de la structure

D'où : $W = 86944,3989$ KN (Pour le calcul de poids de la structure on prend les valeurs données par le logiciel ETABS).

IV.6.7. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

Dans le sens x :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W_T$$

$$V_x = \frac{0,20 \times 1,58 \times 1,05}{5} \times 86944,3989$$

$$V_{x(\text{statique})} = 5769,63 \text{ KN}$$

Dans le sens y :

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W_T$$

$$V_y = \frac{0,20 \times 1,45 \times 1,05}{5} \times 86944,3989$$

$$V_{y(\text{statique})} = 5294,947 \text{ KN}$$

IV.7. Analyse des modèles :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique-voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire à un certain nombre de condition :

- Satisfaire les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.

- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Selon le RPA99 version2003, [Art4.2.4] :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

$$\text{Temp} = 1,3 \times 0,82 = 1,066 \text{ s.}$$

Tableau IV.2 : Tableau de vérification des masses modales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,816	0,193	0,1194	0	0,193	0,1194	0
Modal	2	1,622	0,1011	0,6016	0	0,2941	0,721	0
Modal	3	1,465	0,4277	0,0219	0	0,7218	0,743	0
Modal	4	0,63	0,02	0,0189	0	0,7418	0,7619	0
Modal	5	0,518	0,0147	0,1005	0	0,7565	0,8624	0
Modal	6	0,444	0,1086	0,0028	0	0,8651	0,8652	0
Modal	7	0,368	0,0063	0,0069	0	0,8715	0,8721	0
Modal	8	0,268	0,005	0,0399	0	0,8764	0,9119	0
Modal	9	0,254	0,0019	0,0043	0	0,8783	0,9162	0
Modal	10	0,22	0,0469	0,001	0	0,9252	0,9172	0
Modal	11	0,19	0,0013	0,0019	0	0,9265	0,9192	0
Modal	12	0,166	0,0024	0,0228	0	0,9289	0,942	0

Le premier mode est un mode de de rotation.

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (Y)

Le troisième mode est un mode de rotation.

CONCLUSION : la structure est trop souple, le premier mode est un mode de de rotation, d'où on doit ajouter des voiles de contreventements.

IV.7.1. Les différentes dispositions des voiles :

Pour choisir la bonne disposition des voiles, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes pour trouver la période la plus petite, et on couple les portiques avec les voiles pour une bonne ductilité. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

La disposition des voiles est illustrée sur les figures suivantes :

Sans voiles :

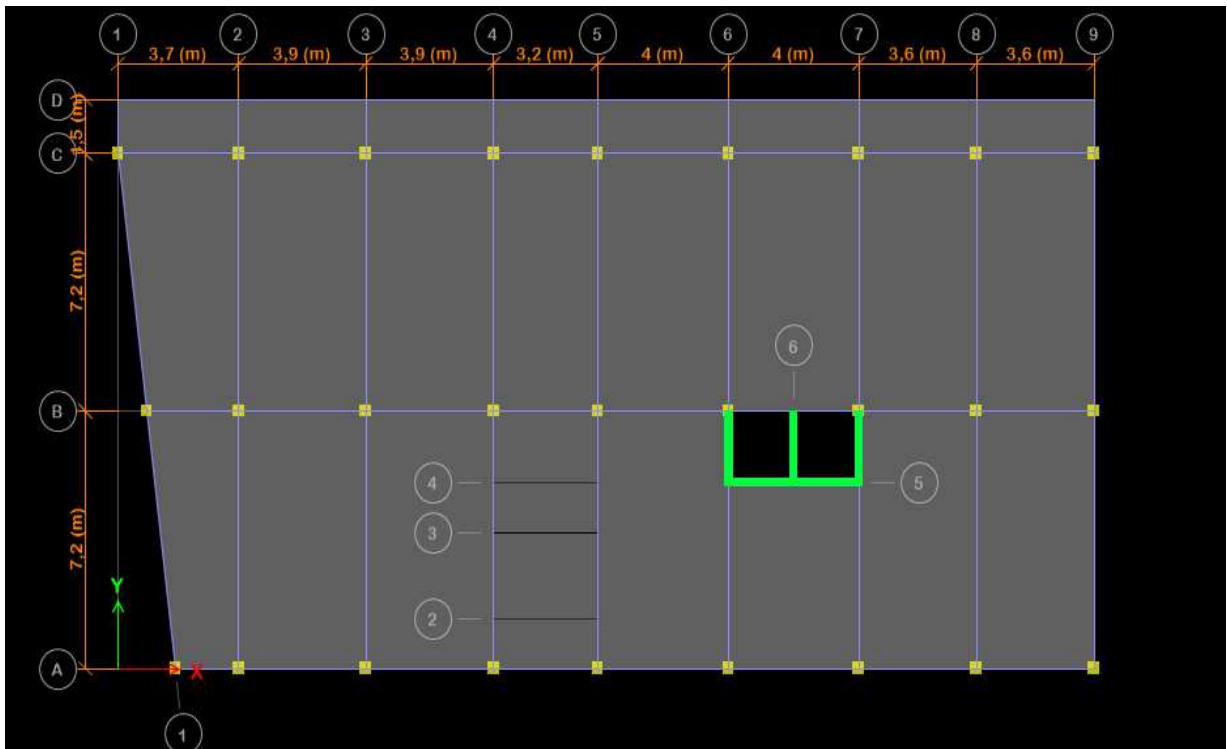


Figure IV.3: Sans voiles

Disposition final des voiles :

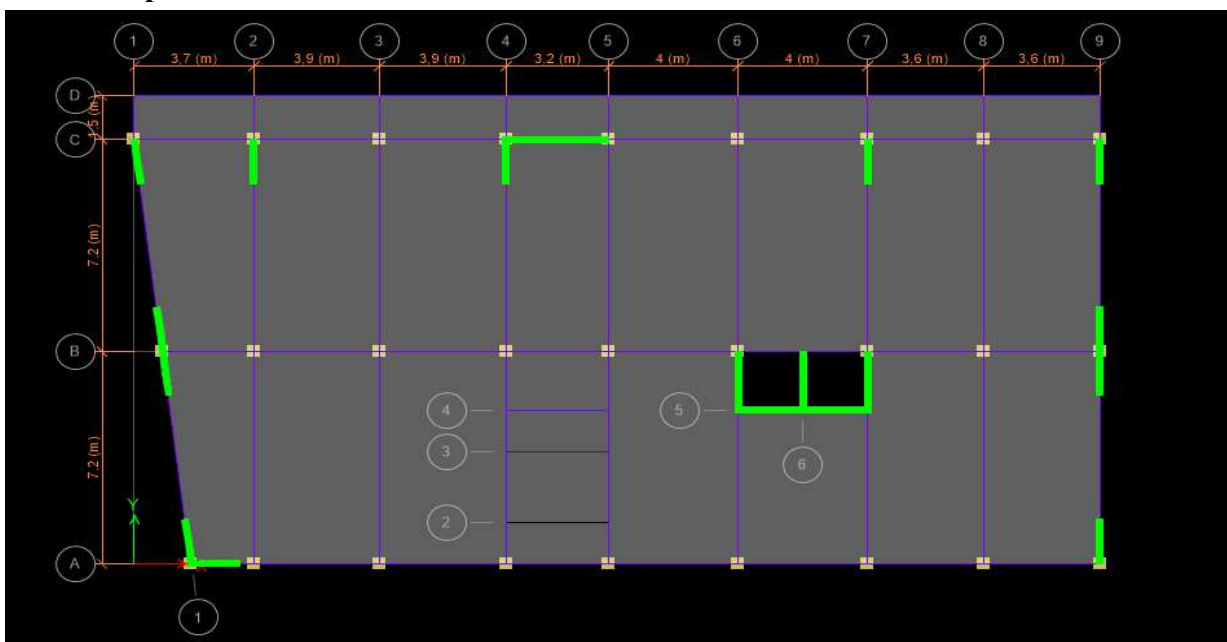


Figure IV.4: Disposition Final

- La période de chaque disposition est représentée sur le tableau suivant :

Tableau IV.3: Périodes de chaque disposition

Disposition	T _{num} (s)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Sans voiles	1,816	Rotation	Translation	Rotation
Disposition final	1,454	Translation	Translation	Rotation

D'après le RPA99 version 2003, il faut comparer T_{num} avec 1,3Temp

Temp = 1,3 × 0,82 = 1,066s < T_{num} = 1,454scondition non vérifier

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (X)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (Y)

Le troisième mode est un mode de rotation.

Tableau IV.4 : Tableau de vérification des masses modales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,454	0,6875	0,0039	0	0,6875	0,0039	0
Modal	2	1,237	0,0039	0,7389	0	0,6914	0,7428	0
Modal	3	1,049	0,0143	4,81E-05	0	0,7056	0,7429	0
Modal	4	0,42	0,1412	0,0025	0	0,8468	0,7454	0
Modal	5	0,385	0,0034	0,1213	0	0,8502	0,8667	0
Modal	6	0,325	0,0055	0,0006	0	0,8556	0,8672	0
Modal	7	0,203	0,0378	0,0149	0	0,8934	0,8822	0
Modal	8	0,197	0,0197	0,0317	0	0,9131	0,9139	0
Modal	9	0,167	0,0043	0,0006	0	0,9174	0,9145	0
Modal	10	0,124	0,0075	0,0183	0	0,9249	0,9327	0
Modal	11	0,12	0,021	0,0076	0	0,9459	0,9404	0
Modal	12	0,104	0,0025	0,0006	0	0,9483	0,9409	0

IV.8. Méthode dynamique modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.8.1. Spectre de réponse :

Les efforts de séisme sont représentés par le spectre de calcul du **RPA99/V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Version2003.

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A) : Zone IIa et Groupe d'usage 1B (A = 0,20).
- Pourcentage d'amortissement critique (ξ) : Béton armé (Voiles porteurs) (ξ = 10%).
- Facteur de correction d'amortissement (η) : (η = 0,76).
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site meuble (S3) (T1 = 0,15 s) ; (T2 = 0,50 s).
- La période fondamentale de la structure (T) : T (analytique) = 0,820s.

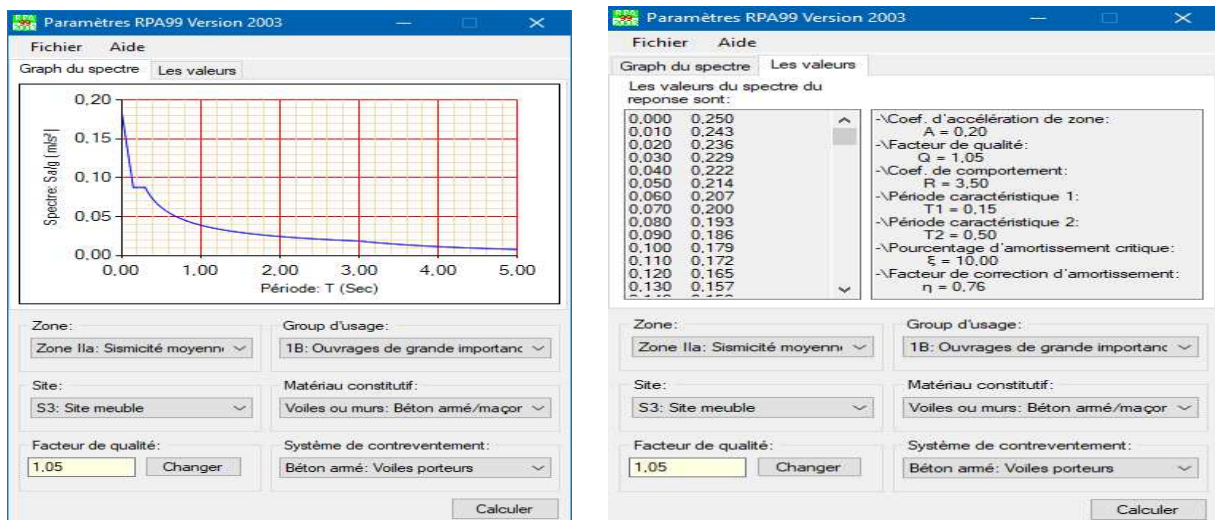


Figure IV.5 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE »

- Facteur de qualité (Q) :

$$Q(x) = 1,05$$

$$Q(y) = 1,05$$

- Coefficient de comportement global de la structure (R) : (R = 3,5).

IV.8.2. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base $V_{t_{dyn}}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode sismique statique équivalente $V_{t_{dyn}}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99/V2003, article 4.3.6].

Si $V_{t_{dyn}} < 80\% V_{t_{sta}}$ il faudra augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport 0,8 Vs/Vt.

D'après le fichier des résultats de (ETABS) on a :

Tableau IV.5 : Les réactions à la base obtenue par ETABS

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Ex Sta	5769,6245	7,884E-07	0	2,54E-05	193961	45579,9459
Ey Sta	0,0001	5294,9005	0	178001,4553	0,0049	81657,665
EX Dyn Max	4798,2826	338,4516	0	10408,5435	148988,4248	41669,2943
EY Dyn Max	338,452	5420,3917	0	173063,3096	10684,8146	84791,0886

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques

L'effort tranchant à la base	V statique (KN)		80% V statique (KN)		V dynamique (KN)		$V_{Dyn} > 0,8 V_{Sta}$
	Vx	Vy	Vx	Vy	Vx	Vy	
	5769,6245	5294,9005	4615,704	4235,921	4798,2826	5420,3917	C.V

IV.8.3. Vérification des conditions du facteur de comportement (R) :

Dans nos précédant calcul en a pris R=3,5, donc selon le RPA99/V2003 il faut justifier que Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier

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.

❖ **Justification des voiles sous charges verticales :**

On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base de chaque étage avec le logiciel (ETABS) la portance des voiles

$$\text{La portance des voiles} = \frac{P_{voile}}{P_{tot}}$$

Tableau IV.7 : Vérification des sollicitations dues aux charges verticales

Niveau	P _{Voile} (KN)	P _{Etage} (KN)	$\frac{P_{Voile}}{P_{Etage}}$ (%)	> 20 %
15 ^{ème} étage	2551,349	5628,777	45,33	C.V
14 ^{ème} étage	5150,376	11467,198	44,91	C.V
13 ^{ème} étage	7467,019	17383,879	42,95	C.V
12 ^{ème} étage	9905,332	23300,567	42,51	C.V
10 ^{ème} étage	11797,843	29305,834	40,26	C.V
10 ^{ème} étage	14017,977	35311,107	39,70	C.V
9 ^{ème} étage	15523,836	41415,289	37,48	C.V
8 ^{ème} étage	17628,22	47519,473	37,10	C.V
7 ^{ème} étage	19666,088	53623,656	36,67	C.V
6 ^{ème} étage	20680,933	59837,847	34,56	C.V
5 ^{ème} étage	22551,273	66050,5	34,14	C.V
4 ^{ème} étage	24360,681	72263,935	33,71	C.V
3 ^{ème} étage	24946,598	78541,303	31,76	C.V
2 ^{ème} étage	26617,588	84929,923	31,34	C.V
1 ^{er} étage	28213,715	91462,149	30,85	C.V
RDC	28780,872	98374,074	29,26	C.V

pour les cas globale on a :

$$\text{La portance des voiles} = \frac{\text{les charge reprises par les voiles}}{\text{le piod totale de la structure}} = \frac{28780,87}{98374,07} \times 100 = 29,25\%$$

D'où : 29,25 % > 20 % **condition vérifier**

IV.8.4. Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de RPA99/V2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\mathbf{v} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

Nd : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismiques.

B : La section transversale des poteaux.

$f_{c28} = 30$ MPa.

La combinaison (G + Q ± 1,2×E) donne les efforts normaux maximums.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	(a=b) (cm)	S (cm ²)	N _d max (KN)	v	v < 0,3
14 et 15	40x40	1600	407,0589	0,0846	C.V
12 et 13	45x45	2025	810,5541	0,1393	C.V
10 et 11	50x50	2500	1257,4268	0,1751	C.V
7, 8 et 9	55x55	3025	2039,8607	0,2273	C.V
4, 5 et 6	60x60	3600	2895,8147	0,2938	C.V
1, 2 et 3	65x65	4225	3793,4108	0,2992	C.V
RDC / 3 Sous-sols	70x70	4900	4381,1725	0,2880	C.V

IV.8.5. Vérification des déplacements inter étage :

Selon le RPA99/V2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \text{ et } \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

Avec :

Δk_{adm} : Déplacement relatif admissible : $\Delta k_{adm} = 0,01 h_e$

$\Delta k_{x} = \delta k_{,x} - \delta k_{-1, x}$ et $\Delta k_{,y} = \delta k_{,y} - \delta k_{-1, y}$

$\delta k_{,x} = R \times \delta ek_{,x}$ et $\delta k_{,y} = R \times \delta ek_{,y}$

Δk_X : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

Δk_Y : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

$\delta ek_{,x}$: Déplacement absolu selon x (à partir d'ETABS).

$\Delta ek_{,y}$: Déplacement absolu selon y (à partir d'ETABS).

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)

Niveau	h (m)	Sens X			Sens Y			$\bar{\Delta}_u$ (cm)	OBS
		$\delta^{x_{ek}}$ (cm)	$\delta^{y_{ek}}$ (cm)	δ^{x_k} (cm)	δ^{y_k} (cm)	Δ^{x_k} (cm)	Δ^{y_k} (cm)		
15 ^{eme} étage	3,06	8,3565	29,24775	1,63275	6,7515	23,63025	0,9555	3,06	C.V
14 ^{eme} étage	3,06	7,89	27,615	1,73775	6,4785	22,67475	1,07625	3,06	C.V
13 ^{eme} étage	3,06	7,3935	25,87725	1,82175	6,171	21,5985	1,197	3,06	C.V
12 ^{eme} étage	3,06	6,873	24,0555	1,93725	5,829	20,4015	1,3335	3,06	C.V
10 ^{eme} étage	3,06	6,3195	22,11825	2,0055	5,448	19,068	1,45425	3,06	C.V
10 ^{eme} étage	3,06	5,7465	20,11275	2,10525	5,0325	17,61375	1,56975	3,06	C.V
9 ^{eme} étage	3,06	5,145	18,0075	2,14725	4,584	16,044	1,6695	3,06	C.V
8 ^{eme} étage	3,06	4,5315	15,86025	2,18925	4,107	14,3745	1,7535	3,06	C.V
7 ^{eme} étage	3,06	3,906	13,671	2,205	3,606	12,621	1,8165	3,06	C.V
6 ^{eme} étage	3,06	3,276	11,466	2,16825	3,087	10,8045	1,85325	3,06	C.V
5 ^{eme} étage	3,06	2,6565	9,29775	2,1	2,5575	8,95125	1,869	3,06	C.V
4 ^{eme} étage	3,06	2,0565	7,19775	1,97925	2,0235	7,08225	1,8375	3,06	C.V
3 ^{eme} étage	3,06	1,491	5,2185	1,785	1,4985	5,24475	1,743	3,06	C.V
2 ^{eme} étage	3,06	0,981	3,4335	1,533	1,0005	3,50175	1,56975	3,06	C.V
1 ^{er} étage	3,4	0,543	1,9005	1,29675	0,552	1,932	1,344	3,4	C.V
RDC	3,4	0,1725	0,60375	0,60375	0,168	0,588	0,588	3,4	C.V

IV.8.6. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Où :

P_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitations associées au-dessus du niveau(k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) : $V_k = \sum F_i$

h_k : Hauteur de l'étage (k).

- Si $\theta_k \leq 0,1$: l'effet P- Δ peut être négligé.

- Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$: en amplifiant les efforts de l'action sismique, calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur **1 (1- θ_k)**

- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens x et y, est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x

Sens X							
Niveau	h_K (m)	W_K (KN)	P_K (KN)	V_K	Δ_K (KN)	θ_K	≤ 0.10
15 ^{eme} étage	3,06	3970,89	3970,89	733,8088	1,63275	0,02887375	C.V
14 ^{eme} étage	3,06	5207,6649	9178,5549	1371,5916	1,73775	0,03800278	C.V
13 ^{eme} étage	3,06	5198,1399	14376,6948	1875,2032	1,82175	0,04564341	C.V
12 ^{eme} étage	3,06	5285,9288	19662,6236	2289,0511	1,93725	0,05438138	C.V
10 ^{eme} étage	3,06	5276,3987	24939,0223	2637,3103	2,0055	0,06197541	C.V
10 ^{eme} étage	3,06	5374,5151	30313,5374	2940,9981	2,10525	0,07091272	C.V
9 ^{eme} étage	3,06	5364,9849	35678,5223	3215,9881	2,14725	0,0778491	C.V
8 ^{eme} étage	3,06	5473,4288	41151,9511	3476,217	2,18925	0,08469494	C.V

7 ^{eme} etage	3,06	5473,4237	46625,3748	3726,5012	2,205	0,09015882	C.V
6 ^{eme} etage	3,06	5463,9038	52089,2786	3971,639	2,16825	0,09293226	C.V
5 ^{eme} etage	3,06	5582,6649	57671,9435	4210,8338	2,1	0,09399275	C.V
4 ^{eme} etage	3,06	5582,6701	63254,6136	4435,4105	1,97925	0,09224389	C.V
3 ^{eme} etage	3,06	5573,1399	68827,7535	4638,3138	1,785	0,0865606	C.V
2 ^{eme} etage	3,06	5702,2389	74529,9924	4811,4964	1,533	0,07760177	C.V
1 ^{er} etage	3,4	5702,2336	80232,226	4950,7988	1,29675	0,06180888	C.V
RDC	3,4	5647,2509	85879,4769	5037,3427	0,60375	0,03027374	C.V

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y

Sens Y							
Niveau	h _K (m)	W _K (KN)	P _K (KN)	V _K	Δ_K (KN)	θ_K	≤ 0.10
15 ^{eme} etage	3,06	3970,89	3970,89	726,1406	0,9555	0,01707562	C.V
14 ^{eme} etage	3,06	5207,6649	9178,5549	1388,7887	1,07625	0,02324502	C.V
13 ^{eme} etage	3,06	5198,1399	14376,6948	1959,2926	1,197	0,02870334	C.V
12 ^{eme} etage	3,06	5285,9288	19662,6236	2460,6474	1,3335	0,0348228	C.V
10 ^{eme} etage	3,06	5276,3987	24939,0223	2902,5857	1,45425	0,04083307	C.V
10 ^{eme} etage	3,06	5374,5151	30313,5374	3296,6677	1,56975	0,0471705	C.V
9 ^{eme} etage	3,06	5364,9849	35678,5223	3653,3714	1,6695	0,05328169	C.V
8 ^{eme} etage	3,06	5473,4288	41151,9511	3982,8534	1,7535	0,05920801	C.V
7 ^{eme} etage	3,06	5473,4237	46625,3748	4288,2836	1,8165	0,06454354	C.V
6 ^{eme} etage	3,06	5463,9038	52089,2786	4575,5992	1,85325	0,06894662	C.V
5 ^{eme} etage	3,06	5582,6649	57671,9435	4844,9493	1,869	0,07270482	C.V
4 ^{eme} etage	3,06	5582,6701	63254,6136	5088,7123	1,8375	0,0746432	C.V
3 ^{eme} etage	3,06	5573,1399	68827,7535	5300,9599	1,743	0,07395798	C.V
2 ^{eme} etage	3,06	5702,2389	74529,9924	5473,2975	1,56975	0,06985397	C.V
1 ^{er} etage	3,4	5702,2336	80232,226	5601,317	1,344	0,0566212	C.V
RDC	3,4	5647,2509	85879,4769	5672,4672	0,588	0,02618278	C.V

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y).

IV.8.7. Justification de la largeur de joint sismique :

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum de 4cm, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs). D'après le **RPA99/V2003**, deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacement maximaux des deux blocs, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

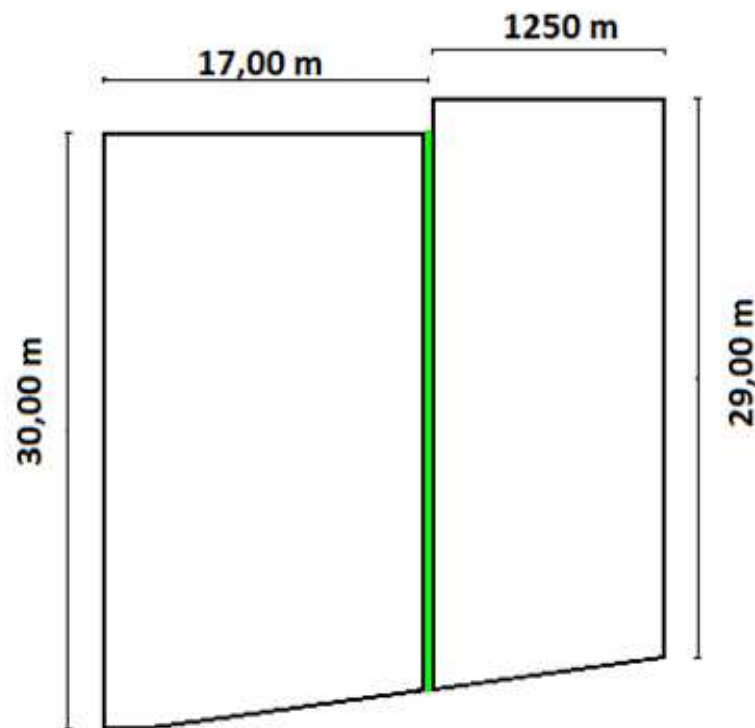


Figure IV.8 : Représentation de joint sismique

$$\delta_1 = 19,005 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 33,115 \text{ mm}$$

$$dx (\min) = 15 \text{ mm} + (19,005 + 33,115) \text{ mm} = 67,12 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm C.V}$$

On prend une largeur de 10 cm ($d = 100 \text{ mm}$).

IV.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu effectuer l'étude dynamique de notre structure en déterminant ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations.

Une telle étude est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations (**ETABS**) et des références (**RPA99, version 2003**) qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS, a permis de vérifier plusieurs critères :

Période, la participation massique, le respect des déplacements maximaux, et le choix des dimensions et caractéristiques des voiles de contreventement.

CHAPITRE V :
ETUDE DES
ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

V.1. Introduction :

Après avoir fait l'étude dynamique par le logiciel **ETABS2016** dans le chapitre précédent, on a déterminé les efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Dans ce chapitre, on va utiliser ces efforts pour pouvoir déterminer les sections d'aciers nécessaires, afin que ces éléments puissent résister aux différentes charges auxquelles ils sont soumis. Le ferrailage sera choisi d'une façon à être conforme aux règles illustrées dans le R.P.A.99 version 2003, B.A.E.L.91 (révisé en 99), et aussi le C.B.A.93.

V.2. Etude des poteaux :**V.2.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base et aussi à des efforts tranchants. On détermine par l'interaction des efforts normaux et des moments fléchissant les sections des armatures longitudinales, on détermine aussi les sections des armatures transversales par les efforts tranchants.

L'étude des poteaux sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (ETABS 2016), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : **RPA99/version 2003** et du (**C.B.A.93**).

V.2.2. Combinaisons des charges :

Il existe deux types de combinaisons : des combinaisons fondamentales qui sont citées dans le **BAEL91**, et les autres sont accidentelles et qui sont citées dans le **RPA99, version2003**.

- **Combinaisons fondamentales :**

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

$0.8 G \pm E (x ; y)$

$G + Q \pm E (x ; y)$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme

V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique est calculée par la formule ci-dessous :

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d}$$

Où :

T : l'effort tranchant.

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est 0,9b

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

- D'après le BAEL 91 : $\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right)$
- D'après le RPA99, version 2003 : $\overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$
- Avec : * $\rho_d = 0,075 \Rightarrow$ si $\lambda g \geq 5$
 * $\rho_d = 0,04 \Rightarrow$ si $\lambda g < 5$

λg : C'est l'élançement géométrique du béton, il est calculé par cette formule :

$\lambda g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$ Avec : a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et L_f la longueur de flambement du poteau.

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteau	B (cm ²)	b x d (cm ²)	T (KN)	τ_{bu} (MPA)	λg	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPA)	$\overline{\tau_u}$ BAEL (MPA)	OBS
40 x 40	1600	1440	80,448	0,5587	4,655	0,04	1,2	4	C.V
45 x 45	2025	1822,5	94,9967	0,5212	4,137	0,04	1,2	4	C.V
50 x 50	2500	2250	115,8133	0,5147	3,724	0,04	1,2	4	C.V
55 x 55	3025	2722,5	138,8396	0,5100	3,385	0,04	1,2	4	C.V
60 x 60	3600	3240	164,4737	0,5076	3,103	0,04	1,2	4	C.V
65 x 65	4225	3802,5	167,4966	0,4405	3,338	0,04	1,2	4	C.V
70 x 70	4900	4410	80,4339	0,1824	3,100	0,04	1,2	4	C.V

D'après le tableau, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux. Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

V.2.4. Sollicitations à considérer :

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage, sont les suivantes :

$N \text{ max} \Rightarrow M \text{ correspondant. (ELU)}$

$M \text{ max} \Rightarrow N \text{ correspondant. (G + Q } \pm E(x ; y))$

$N \text{ min} \Rightarrow M \text{ correspondant. (0.8 G } \pm E(x ; y))$

Chacune des combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Sollicitations des poteaux

Poteau	B (cm ²)	ELU		G + Q \pm E(x ; y)		0,8G \pm E(x ; y)	
		N (max) KN	M (cor) KN.m	N (cor) KN	M (max) KN.m	N (min) KN	M (cor) KN.m
40 x 40	1600	-538,100	10,454	-134,423	125,180	49,747	32,372
45 x 45	2025	-1071,770	11,984	-436,196	151,910	39,552	46,720
50 x 50	2500	-1611,580	12,176	-902,391	186,528	-20,630	58,431
55 x 55	3025	-2450,190	9,841	-1428,220	230,388	-140,095	67,055
60 x 60	3600	-3339,350	6,051	-1958,550	262,591	-182,687	67,075
65 x 65	4225	-4294,170	3,015	-2319,480	272,665	70,280	35,472
70 x 70	4900	-5522,002	0,924	-2747,695	284,026	400,557	32,526

V.2.5. Calcul du ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée, parce qu'on a un moment M et un effort normal N.

Le **RPA 99 version 2003** exige que :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm ($\Phi_{\text{min}} = 12\text{mm}$).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).

- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

➤ **Exemple de calcul :**

Prenant comme exemple le poteau du (60x60).

Tableau V.3 : Sollicitations du poteau (60x60)

Poteau	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
60x60	-3339,350	6,051	164,4737

On a : $S = b \times h = (60 \times 60) \text{ m}^2$

$$d = 0,9 \times h = 0,54 \text{ m}$$

$$d' = 0,1 \times h = 0,06 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

- **L'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6,051}{3339,35} = 0,0018 \text{ m}$$

N : Effort de compression, donc (C) sera posé au-dessus de (G)

- **Calcul du moment fictif M_{As} :**

$$M_{As} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{As} = 6,051 + 3339,35 \left(0,54 - \frac{60}{2} \right)$$

$$M_{As} = 3345,4 \text{ KN.m}$$

- **Vérification du domaine :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b h f_{bc}} = \frac{3339,35 \times 10^3}{600 \times 600 \times 17} = 0,545 \leq 0,81$$

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0,1406 \times 0,6 = 0,0844 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e \leq e_{NC}$$

Dans ce cas la section est entièrement comprimé **SEC**, Armature minimales pour les poteaux. Voire (Annexe B)

Tableau V.4 : Ferrailage du poteau (60x60)

Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	μ_u	α	Z (cm)	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)
N _{max} ; M _{cor}	-3339,350	6,051	0,271	0,404	0,453	0	0
M _{cor} ; N _{cor}	-1958,550	262,591	0,246	0,359	0,462	0	0
N _{min} ; M _{cor}	-182,687	67,075	0,022	0,028	0,533	0	0,51

D'après le tableau la section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Alors, on va ferriller avec les min de **RPA99 version 2003**.

- **Ferrailage minimal :**

$$A_{st \min} = 0,8\% B = 0,8\%(60 \times 60)$$

$$A_{st \min} = 28,8 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections, on va choisir : Ast choisie = **12T16 + 4T14 = 30,28cm²**.

Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va le procéder avec logiciel SOCOTEC, les résultats seront récapitulés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.5 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (ELU)

Poteau	B (cm ²)	Section	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A _{st min} (cm ²)
40 x 40	1600	SEC	0	0	12,8
45 x 45	2025	SEC	0	0	16,2
50 x 50	2500	SEC	0	0	20
55 x 55	3025	SEC	0	0	24,2
60 x 60	3600	SEC	0	0	28,8
65 x 65	4225	SEC	0	0	33,8
70 x 70	4900	SEC	0	0	39,2

Tableau V.6 : Calcul de ferrailage longitudinal des poteaux (ELA)

Poteau	B (cm ²)	Section	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A _{st min} (cm ²)
40 x 40	1600	SPC	6,08	0	12,8
45 x 45	2025	SPC	3,62	0	16,2
50 x 50	2500	SEC	0	0	20
55 x 55	3025	SEC	0	0	24,2
60 x 60	3600	SEC	0	0	28,8
65 x 65	4225	SEC	0	0	33,8
70 x 70	4900	SEC	0	0	39,2

Tableau V.7 : Calcul de ferrailage longitudinal des poteaux (ELA)

Poteau	B (cm ²)	Section	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A _{st min} (cm ²)
40 x 40	1600	SPC	1,29	0	12,8
45 x 45	2025	SPC	2,77	0	16,2
50 x 50	2500	SPC	2,41	0	20
55 x 55	3025	SPC	1,22	0	24,2
60 x 60	3600	SPC	0,51	0	28,8
65 x 65	4225	SPC	1,99	2,84	33,8
70 x 70	4900	SPC	5,17	2,84	39,2

Tableau V.8 : Choix du ferrailage longitudinal des poteaux

Poteau	B (cm ²)	A _{st min} (cm ²)	A _{st cal} (cm ²)	Ferrailage Choisi (cm ²)
40 x 40	1600	12,8	7,26	12T12 = 13,57
45 x 45	2025	16,2	4,60	12T14 = 18,47
50 x 50	2500	20	2,78	16T14 = 24,63
55 x 55	3025	24,2	1,43	8T16 + 8T14 = 28,40
60 x 60	3600	28,8	0,62	12T16 + 4T14 = 30,28
65 x 65	4225	33,8	2,29	12T16 + 4T20 = 37,70
70 x 70	4900	39,2	5,94	8T16 + 8T20 = 41,22

V.2.6 Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements) on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations ($M_{ser} - N_{ser}$) selon les règles

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ **Béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

➤ **Acier**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = 0,8\xi$

Avec :

- $\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable : $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes

Poteau	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
40x40	-145,680	55,940	7	18	157,5	250	C.V
45x45	-418,845	58,956	5,2	18	67,2	250	C.V
50x50	-882,999	61,593	5,4	18	73,8	250	C.V
55x55	-1782,4	7,0665	5,4	18	79,9	250	C.V
60x60	-2428,95	4,3423	6,1	18	90,9	250	C.V
65x65	-3123,27	2.1189	6,6	18	98,2	250	C.V
70x70	-4287,437	3,085	7,8	18	117,1	250	C.V

➤ **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone IIa).

$$L_r \geq (40 \times \phi) \text{ Zone (IIa)}$$

Tableau V.10 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier

ϕ (max) (mm)	$\phi 20$	$\phi 16$	$\phi 14$	$\phi 12$
L_r (calculé) (mm)	800	640	560	480
L_r (choix) (mm)	800	700	600	500

V.2.7. Calcul du ferrailage transversal :

D'après le RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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 ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : l'espacement des armatures transversales, et il est calculé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{\min}, 15 \text{ cm})$ Zone (IIa)

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{\min}$ Zone (IIa)

Avec : (ϕ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

➤ **Section minimale d'armature transversale :**

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi t$ (au minimum).

On adopte les espacements suivant :

Zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \times 1,2 ; 15\text{cm})$

$$t \leq \text{Min} (12 ; 15) \text{ cm}$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante : $t' \leq 15 \times 1,2$

$$t' \leq 18 \text{ cm}$$

$$t' = 15 \text{ cm}$$

➤ **Exemple de calcul :**

Prenant comme exemple le poteau du (60x60).

($\lambda_g = 4,65$) ; ($\rho_a = 3,75$) ; ($t = 0,10\text{m}$) ; ($V = 0,164473\text{MN}$) ; ($h = 0,6 \text{ m}$) ; ($f_e = 500 \text{ MPa}$)

$$A_{t \text{ cal}} = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{3,75 \times 0,164473 \times 0,1}{0,6 \times 500}$$

$$A_{t \text{ cal}} = 2,06 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 :**

$3 < \lambda_g = 3,10 < 5$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes

On prend :

$$F(x_a) = Y_a \Rightarrow F(5) = 0,3 \%$$

$$F(x_b) = Y_b \Rightarrow F(3) = 0,8 \%$$

$$F(x) = \frac{y_a - y_b}{(x_a - x_b)} \times (x) + \frac{(x_a \times y_b) - (x_b \times y_a)}{x_a - x_b}$$

$$F(x) = \frac{0,3 - 0,8}{5 - 3} \times (3,10) + \frac{(5 \times 0,8) - (3 \times 0,3)}{5 - 3} = 0,77 \%$$

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0,77 \%$$

$$A_t (\text{min}) = 0,77 \% \times t \times b = (0,77 \%) \times 0,15 \times 0,60$$

$$A_t (\text{min}) = 4,62 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Calcul de ferrailage transversal

Poteau	L_f (cm)	λ_g	ρ_a	T_u (KN)	Zone	St (cm)	$A_t \text{ cal}$ (cm^2)	$A_t \text{ min}$ (cm^2)	Choix
40 x 40	2,142	4,655	3,75	80,448	N	10	1,58	1,5	12T8
					C	15	2,38		
45 x 45	2,142	4,137	3,75	94,9967	N	10	1,58	2,32	12T8

					C	15	2,38		
50 x 50	2,142	3,724	3,75	115,8133	N	10	1,73	3,09	12T8
					C	15	2,60		
55 x 55	2,142	3,385	3,75	138,8396	N	10	1,89	3,87	12T8
					C	15	2,84		
60 x 60	2,142	3,103	3,75	164,4737	N	10	2,06	4,62	12T8
					C	15	3,08		
65 x 65	2,142	3,338	3,75	167,4966	N	10	1,93	5,00	12T8
					C	15	2,90		
70 x 70	2,38	3,100	3,75	80,4339	N	10	0,86	5,39	12T8
					C	15	1,29		

➤ Schémas de ferrailage :

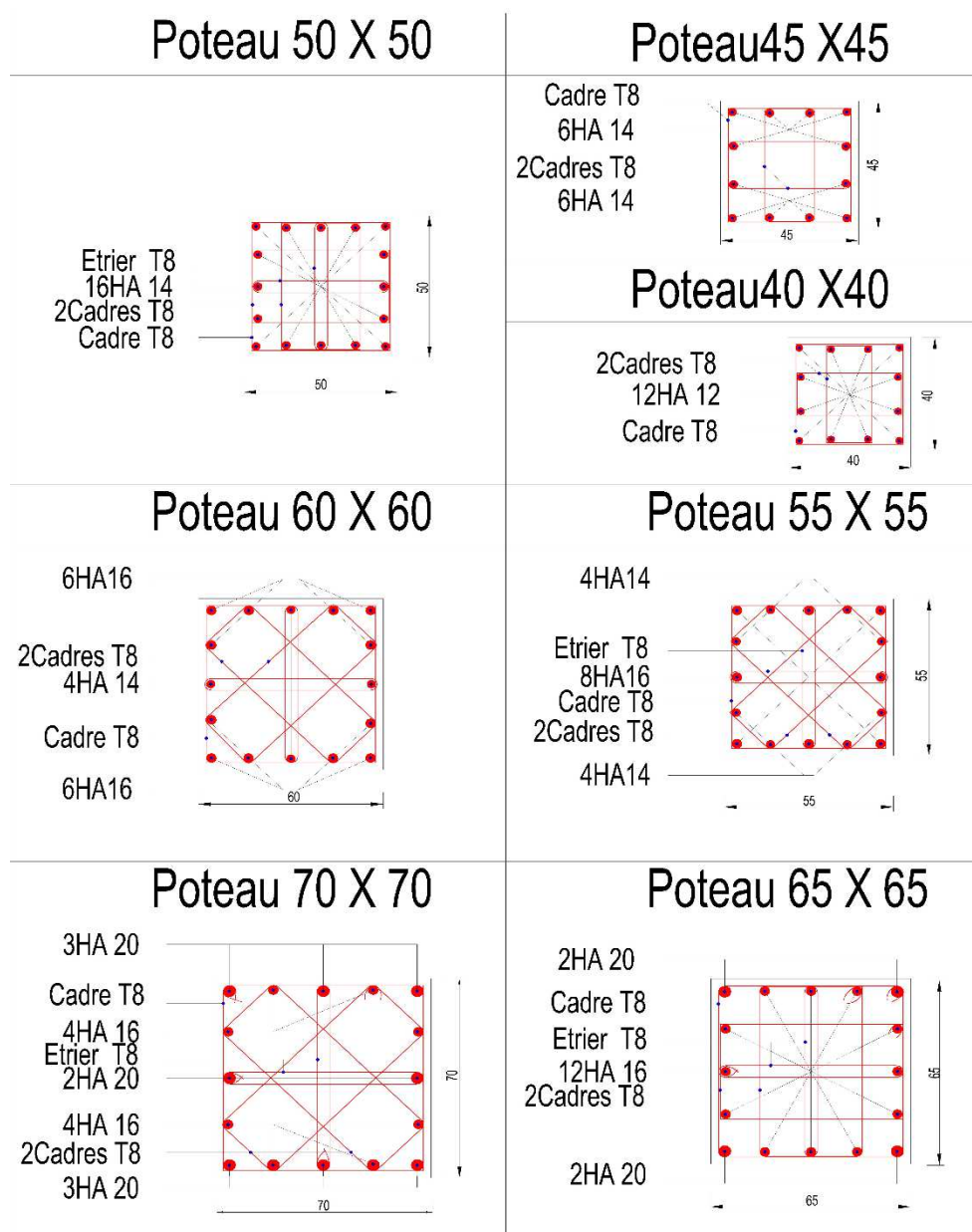


Figure V.1 : Schéma des ferrailages des poteaux

V.3. Etude des poutres :**V.3.1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

Dans notre projet on a deux types de poutres :

- **Poutres principales** : (40×60) cm²
- **Poutres secondaires** : (30×40) cm²

V.3.2. Combinaisons des charges :➤ **Combinaisons fondamentales :**

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

Où : G est la charge permanente, et Q la charge d'exploitation.

➤ **Combinaisons accidentelles :**

0.8 G ± E

G + Q ± E Où : E c'est l'action du séisme

V.3.3. Recommandations du RPA99, version 2003 :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø en zone IIa.

V.3.4. Sollicitations dans les poutres :

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.12 : Sollicitations dans les poutres principales

ELU						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Travée		Appui	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	40 x 60	145,3438	135,8666	6,00	-225,9046	10,24
Etage courant	40 x 60	151,6339	119,3728	5,19	-243,604	10,84
RDC	40 x 60	163,4628	118,112	5,14	-176,1926	7,98
G + Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Travée		Appui	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	40 x 60	135,9551	120,0442	4,27	-238,661	8,68
Etage courant	40 x 60	252,4569	403,9392	15,22	-471,8175	18,05
RDC	40 x 60	187,9503	264,6596	9,68	-333,9453	12,39
0,8Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Travée		Appui	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	40 x 60	104,6743	127,4111	4,54	-186,6543	6,72
Etage courant	40 x 60	240,8393	412,4552	15,57	-462,3131	17,65
RDC	40 x 60	172,0788	273,9862	10,04	-319,9441	11,83

Tableau V.13 : Sollicitations dans les poutres secondaires

ELU						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Travée		Appui	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	30 x 40	73,0052	44,8221	1,81	-78,0456	3,17
Etage courant	30 x 40	126,7643	50,4264	2,04	-82,2947	3,35
RDC	30 x 40	31,0244	12,8904	0,52	-16,6398	0,67
G + Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Travée		Appui	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	30 x 40	88,0749	81,5877	2,88	-129,7724	4,62
Etage courant	30 x 40	424,5754	136,754	4,88	-167,4045	6,00
RDC	30 x 40	470,0994	107,2039	3,80	-108,8131	3,86

0,8Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Travée		Appui	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	30 x 40	71,6131	70,2549	2,47	-113,4051	4,03
Etage courant	30 x 40	413,6462	126,8306	4,51	-153,3896	5,49
RDC	30 x 40	470,7864	108,4031	3,85	-107,6139	3,82

V.3.5. Calcul des poutres :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale du RDC.

V.3.5.1. Calcul des armatures longitudinales :

(b = 0,4m) ; (h = 0,60m) ; (d = 0,9h = 0,54m) ; (Fe = (500MPa) ; (f_{bc} = 17 MPa)

➤ **ELU :**

- **En travée :** M_{trav} = 118,112 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{118,112 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,54^2 \times 17} = 0,0 < \mu_R = 0,372 \quad \text{Donc section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0059}) = 0,0074$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,0074) = 0,538 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{118,112 \times 10^{-3}}{0,538 \times \frac{500}{1,15}} = 5,04 \text{ cm}^2$$

- **En appui :** M_a = 176,193 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{176,193 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,54^2 \times 17} = 0,0888 < \mu_R = 0,372 \quad \text{Donc section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0888}) = 0,116$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,116) = 0,51 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{176,193 \times 10^{-3}}{0,51 \times \frac{500}{1,15}} = 7,95 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,4 \times 0,54 \times 2,4/500 \times 10^4$$

$$A_{st} \geq 2,38 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{st \text{ trav}} = 5,04 \text{ cm}^2 > 2,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$A_{st \text{ app}} = 7,95 \text{ cm}^2 > 2,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Armatures minimales :** Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 60 = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ trav}} + A_{st \text{ app}} = 5,04 + 7,95 = 12,99 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 12 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

➤ **Armatures maximales :**

- Dans la zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 4\% (40 \times 60) = 96 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 6\% (40 \times 60) = 114 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$\text{En travée : } A_s = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_s = 3T16+3T20 = 15,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **En travée :** $M_s = 84,44 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x-d') - \eta A_{st}(d-x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} + \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{12,06}{40} + \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 40 \times 54 \times 12,06}{15 \times 12,06^2}} - 1 \right)$$

$$X = 18,04 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{40 \times 18,04^3}{3} + 15 \times 12,06(54 - 18,04)^2$$

$$I = 3,122 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_S \times X}{I} = \frac{84,44 \times 10^{-3} \times 0,1804}{3,122 \times 10^{-3}} = 4,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \frac{n M_S (d-X)}{I} = \frac{15 \times 84,44 \times 10^{-3} (0,54 - 0,1804)}{3,122 \times 10^{-3}} = 145,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 145,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **En appui :** $M_s = 125,39 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bX^2}{2} + \eta A_{sc}(x-d') - \eta A_{st}(d-x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} + \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{15,45}{40} + \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 40 \times 54 \times 15,45}{15 \times 15,45^2}} - 1 \right)$$

$$X = 19,88 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{40 \times 19,88^3}{3} + 15 \times 15,45(54 - 19,88)^2$$

$$I = 3,746 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_S \times X}{I} = \frac{125,39 \times 10^{-3} \times 0,1988}{3,746 \times 10^{-3}} = 6,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \frac{n M_s(d-X)}{I} = \frac{15 \times 125,39 \times 10^{-3} (0,54 - 0,1988)}{3,746 \times 10^{-3}} = 171,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 171,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V.3.5.2. Vérification au cisaillement :

$$T_u = 116,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ub}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{116,95 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,54} = 0,54 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min (3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau V.14 : Vérification au cisaillement

Poutre Principal 40x60					
Niveau	Section (cm ²)	T max (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	40 x 60	105,9329	0,49	3	C.V
Etage	40 x 60	109,9608	0,51	3	C.V
RDC	40 x 60	116,9463	0,54	3	C.V
Poutre Secondaire 30x40					
Niveau	Section (cm ²)	T max (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	30 x 40	53,2713	0,49	3	C.V
Etage	30 x 40	92,4464	0,86	3	C.V
RDC	30 x 40	22,6617	0,21	3	C.V

Donc il n’y a pas un risque de cisaillement.

V.3.5.3. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min \left(\frac{60}{35} ; 1,2 ; \frac{40}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min (1,71 ; 1,2 ; 4)$$

$$\phi t = 8 \text{ mm}$$

V.3.5.4. Calcul d'espacement des cadres :

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_{min} ; 30\text{cm} \right)$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{60}{4} ; 24 ; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

$$S_t' \leq \frac{60}{2} \text{ cm}$$

$$S_t' = 25 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone IIa).

$$L_r \geq (40 \times \phi) \text{ Zone (IIa)}$$

Tableau V.15 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier

ϕ (max) (mm)	$\phi 20$	$\phi 16$	$\phi 14$	$\phi 12$
L_r (calculé) (mm)	800	640	560	480
L_r (choix) (mm)	800	700	600	500

Toute les choix de ferrailage et les vérifications du Calcul des poutres sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 : Choix du ferrailage longitudinal et transversal des poutres

Poutre principale 40 x 60								
Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
	A_{min} (cm²)	Travée		Appui		ϕ_t (mm)	S_t Zone Nodale (mm)	S_t' Zone Courante (mm)
		A_s cal (cm²)	Choix	A_s cal (cm²)	Choix			
Terrasse	12	6,00	3T16+3T16 12.06	10,24	3T16+3T20 15.45	8	15	25

Etage	12	15,57	3T20+3T20 18.85	18,05	3T20+3T20 18.85	8	15	25
RDC	12	10,04	3T16+3T16 12.06	12,39	3T16+3T20 15.45	8	15	25
Poutre sekunder 30 x 40								
Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
	A _{min} (cm ²)	Travée		Appui		Φ _t (mm)	St Zone Nodale (cm)	St' Zone Courante (cm)
		A _s cal (cm ²)	Choix	A _s cal (cm ²)	Choix			
Terrasse	6	2,88	3T14+3T12	4,62	3T14+3T12	8	10	20
Etage	6	4,88	3T14+3T12	6,00	3T14+3T12	8	10	20
RDC	6	3,85	3T14+3T12	3,86	3T14+3T12	8	10	20

Tableau V.17 : Vérification des contraintes

Poutre principale 40 x 60							
Niveau	Localisation	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	OBS
Terrasse	Appui	164,5553	9,506	18	224.83	250	C.V
	Travée	98,5248	5,70		170.24		C.V
Etage	Appui	176,3157	8,77	18	199.66	250	C.V
	Travée	86,3151	4,30		97.74		C.V
RDC	Appui	125,3861	6.66	18	171.59	250	C.V
	Travée	84,4369	4,88		145.91		C.V
Poutre sekunder 30 x 40							
Niveau	Localisation	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	OBS
Terrasse	Appui	56,8885	8,95	18	225,35	250	C.V
	Travée	32,5592	5,12		128,97		C.V
Etage	Appui	59,7724	9,41	18	236,77	250	C.V
	Travée	36,5526	5,75		144,79		C.V
RDC	Appui	12,1353	1,90	18	48,07	250	C.V
	Travée	9,3873	1,48		37,19		C.V

V.3.5.5. Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :

Appui entravée de rive $h \leq \frac{L_{\max}}{4}$

Appui entravée intermédiaire $h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

Avec : $L = \max (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

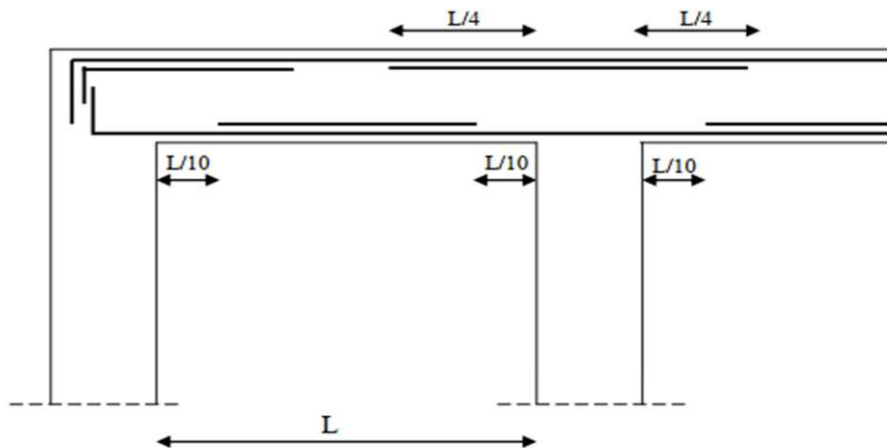


Figure V.2 : Arrêt des barres

V.3.5.6. Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{680}{1000} = 1,18 \text{ cm} \quad (L = 6,8 \text{ m} > 5 \text{ m})$$

$$\bar{f} = \frac{340}{500} = 0,68 \text{ cm} \quad (L = 3,4 \leq 5 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée

- **Position de l'axe neutre « y_1 » :**

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y - \frac{h}{2}\right) - 15A_s(d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d’inerties :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} ; I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots\text{Pour déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots\text{Pour déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s+f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l’armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} ; I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh(y - \frac{h}{2}) - 15A_s(d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.18 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Terrasse										
Type	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _η (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
Poutre principale 40 x 60	98,52	12,06	0,0055	151,28	4,29	1,71	0,273	850259	430143	578509
Poutre secondar 30 x 40	32,55	8,01	0,0074	112,87	3,23	1,29	0,269	198453	116625	147142
Etage courent										
Type	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _η (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
Poutre principale 40 x 60	86,31	18,85	0,0087	84,79	2,75	1,100	0.216	923591	636908	746004
Poutre secondar 30 x 40	36,55	8,01	0,0074	126,75	3,23	1,294	0,318	198453	107550	140558

RDC + 1 ^{er} étage										
Type	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _η (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
Poutre principale 40 x 60	84,44	12,06	0,0055	129,66	4,29	1,71	0,207	850259	495015	627144
Poutre sekunder 30 x 40	9,39	8,01	0,0074	32,56	3,23	1,29	0,247	198453	11010	292138

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496,76 \text{ MPa}$$

- **Calcul des modules de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i L f_i}$$

- **Calcul des modules de la flèche :**

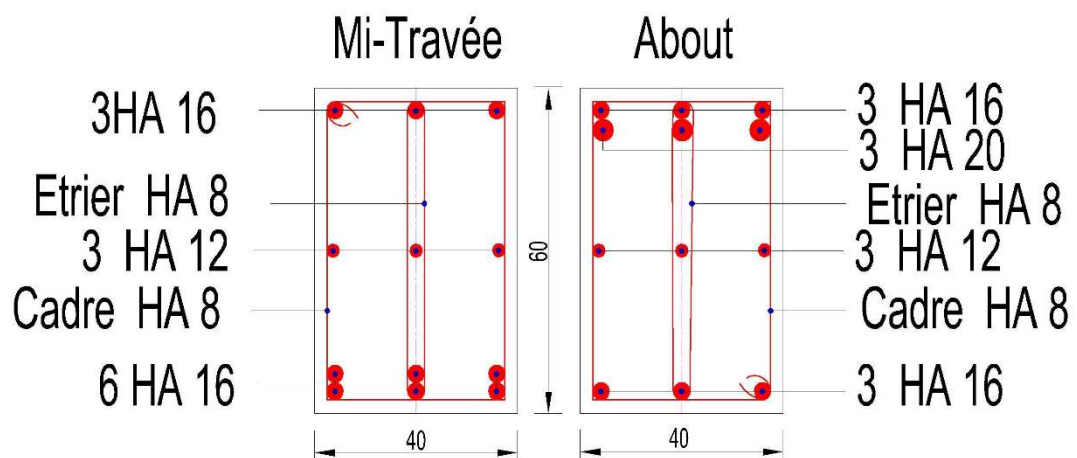
- $f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i L f_i}$

Tableau V.19 : Vérification de la flèche

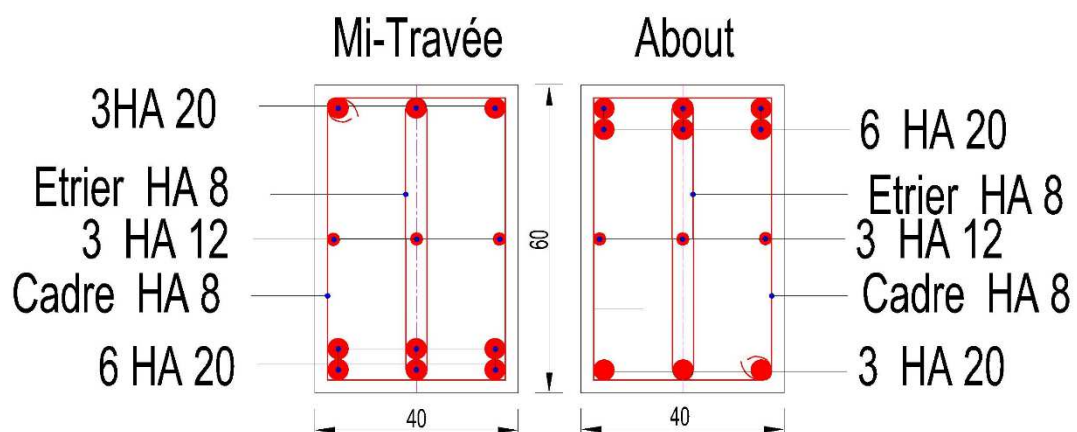
Terrasse					
Type	f _i (mm)	F _v (mm)	Δf (mm)	f (mm)	Vérification
Poutre principale 40 x 60	3,0987	6,8497	3,7510	11,8	C.V
Poutre sekunder 30x 40	1,0582	2,4936	1,4354	7,2	C.V
Etage courent					
Type	f _i (mm)	F _v (mm)	Δf (mm)	f (mm)	Vérification
Poutre principale 40 x 60	1,83330	4,65331	2,8200	11,8	C.V
Poutre sekunder 30x 40	1,2558	2,9312	1,6427	7,2	C.V

RDC + 1 ^{er} étage					
Type	f_i (mm)	F_v (mm)	Δf (mm)	f (mm)	Vérification
Poutre principale 40 x 60	2,30770	5,41530	3,1076	11,8	C.V
Poutre secondar 30x 40	0,03233	0,36233	0,32999	7,2	C.V

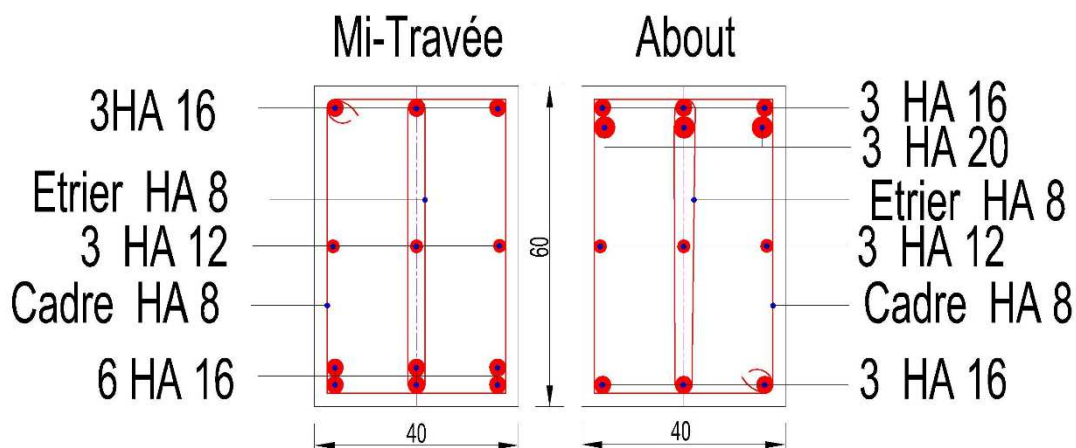
➤ Schémas de ferrailage :



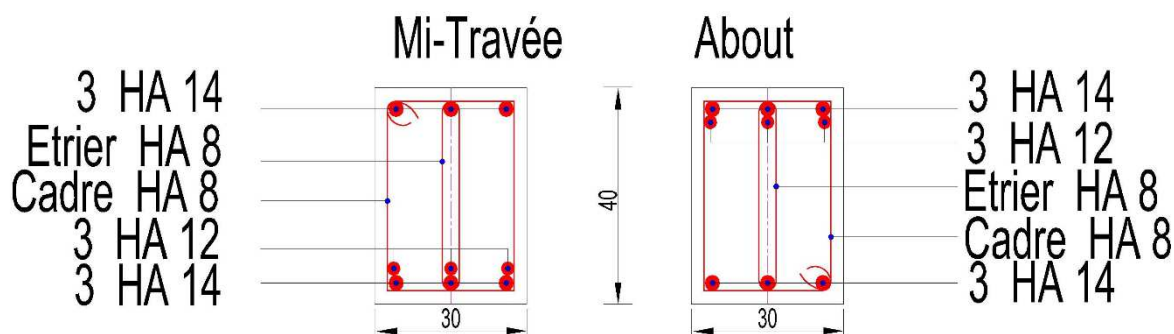
Poutre Principale - Plancher Terrasse-



Poutre Principale - Plancher Courant-



Poutre Principale - Plancher RDC-



Poutre Secondaire

Figure V.3 : Les schémas de ferrailage des poutres

V.4. Étude des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, 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.

- **Le rôle des voiles de contreventement :**

L'utilisation des voiles en béton armé, pour la construction des structures dans les zones sismiques, est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003.

Les voiles jouent plusieurs rôles :

- Reprendre les charges verticales, dues aux charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, et aussi les charges horizontales dues aux séismes et le vent.
- Augmenter la rigidité de l'ouvrage.
- Eloigner la possibilité d'instabilité.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La disposition des voiles est présentée dans la figure suivante :

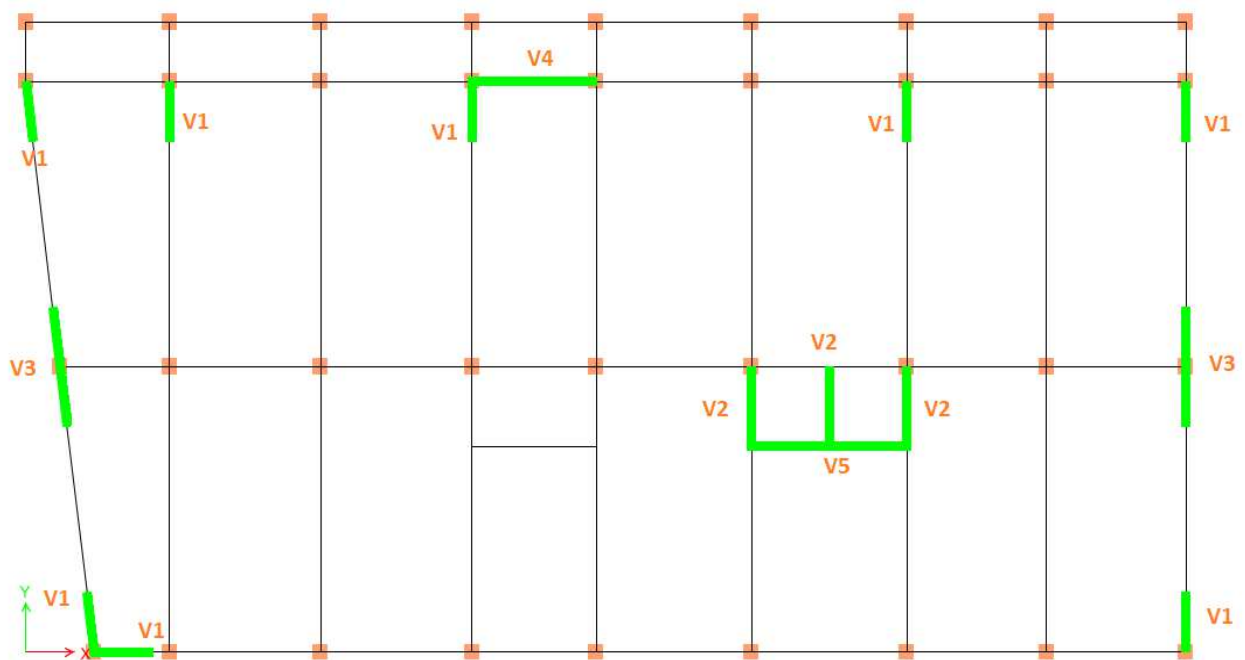


Figure V.4 : Disposition des voiles

Et puisque la disposition est symétrique on a décidé de grouper les 24 voiles comme suit :

Tableau V.20 : Les groupes de voiles et leurs dimensions

Les voiles	Les longueurs (m)	Epaisseurs (cm)	Groupe
1 ;2 ;3 ;4 ;5 ;6 ;7 ;8	1,50	20	V1
11 ;12 ;13	2,00	20	V2
9 ;10	3,00	20	V3
15	3,20	20	V4
14	4,00	20	V5

V.4.2. Armatures verticales :

Le calcul se fait à la flexion composée, et la détermination de ferrailage se fait par la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

A : Section transversale du voile.

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

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue **3 cas** :

- **1^{er} cas** :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{min} = 0,15\% \cdot e.L$

- **2^{ème} cas** :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le **RPA 99** (version 2003).

- Si $A_v < A_{min} = 0,15\% \cdot e.L$, on ferraille avec la section minimale.

- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- **3^{ème} cas** :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée.

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.3. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Øl.

➤ **Remarque :** Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$A_{\min} = 0,15 \% (e \times l)$: Dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0,10 \% (e \times l)$: Dans la zone courante.

V.4.4. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.4.5. Diamètre max des armatures :

D'après le RPA, il faut que le diamètre $D \leq a/10$ (à l'exception des zones d'about).

Où : a c'est l'épaisseur du voile

$$D \leq 20/10 \rightarrow D \leq 2 \text{ cm}$$

V.4.6. Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 \times e, 30) \text{ cm}$$

On a :

$$S \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S = 20 \text{ cm}$.

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sera :

$$S' = S/2 = 20/2 \Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement S' égal à 10 cm.

V.4.7. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA99/Version2003 : La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \tau_b = \frac{1,4 \times T}{b_0 \times d}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa.}$$

V : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étage.

b₀ : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile d = 0,9 h

h : Hauteur totale de la section brute.

Tableau V.21 : Vérification des voiles au cisaillement

Voile	V _{max} (KN)	τ _b (MPa)	τ̄ _b (MPa)	OBS
V1	613,61524	2,273	6	C.V
V2	991,06518	2,753	6	C.V
V3	1022,02184	1,893	6	C.V
V4	2250,255	3,907	6	C.V
V5	2727,3246	3,788	6	C.V

D'après le tableau on remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux.

V.4.8. Calcule de ferrailage :

- Exemple de calcul :

On va prendre comme exemple le voile V1 du RDC et 1^{er} étage.

V.4.8.1. Déterminations des sollicitations :

Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2016

Tableau V.22 : Sollicitations dans les voiles

ELU					
Voile	V1	V2	V3	V4	V5
M_{\max} (KN.m)	275,6429	103,3266	135,7179	116,4013	68,8159
N_{cor} (KN)	-6563,2658	-4890,3118	-6242,0761	-11223,0519	-4282,2435
G + Q ± E(x ; y)					
Voile	V1	V2	V3	V4	V5
M_{\max} (KN.m)	1619,9389	2914,9262	3981,9335	8359,9272	7199,7726
N_{cor} (KN)	-1118,377	-5761,0301	-4398,3278	-3150,3812	-3130,8651
0,8G ± E(x ; y)					
Voile	V1	V2	V3	V4	V5
M_{\max} (KN.m)	1613,7245	2887,3996	3949,3477	16698,4047	7186,1983
N_{cor} (KN)	-157,4546	-4636,9385	-3172,3425	-3636,1913	-2090,0447

V.4.8.2. Armatures horizontales :

Méthode de calcul des armatures horizontales :

D'après le (C.B.A.93) :

$$A_h = \frac{e \times \gamma_s \times s_t \times (\tau_b - 0,3 \times k \times f_{tj})}{0,9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

(K = 0) Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après.

($\gamma_s = 1,15$ Cas général) ; ($f_e = 500$ MPa) ; ($\alpha = 90^\circ$ Armatures droites).

- V1 du 1^{er} sous-sol et RDC :

$$A_h \geq \frac{20 \times 1,15 \times 20 \times (2,273 - 0,3 \times 0 \times 2,4)}{0,9 \times 500 \times (1)} = 2,32 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Selon R.P.A 99 (version 2003), on prend le même ferrailage que les armatures verticales

$$A_{h(\text{min-RPA})} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Les ferrillages les plus défavorables de tous les voiles et les vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.23 : Résultat de ferrailage horizontale

Voiles	V1	V2	V3	V4	V5
h (m)	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
d (m)	1,50	2,00	3,00	3,20	4,00
e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
τ (MPa)	2,273	2,753	1,893	3,907	3,788
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_{hcal} (cm ² /ml)	2,32	2,30	1,93	3,99	3,87
A_{min} (cm ² /ml)	3	3	3	3	3
A_h (cm ² /ml)	3	3	3	3,99	3,87
Choix (ml)	5T10	5T10	5T10	6T10	6T10

V.4.8.2. Armatures verticales :

On a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

D'où :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 1,5^3}{12} = 0,05625 \text{ m}^4$$

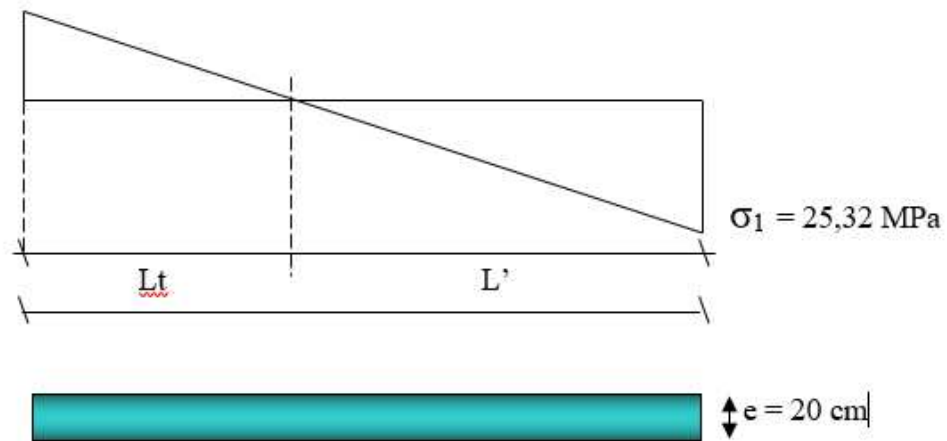
$$A = e \times L = 0,20 \times 1,50 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{1118,377}{0,3} + \frac{1619,9389 \times 0,75}{0,05625} = 25,32 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{1118,377}{0,3} - \frac{1619,9389 \times 0,75}{0,05625} = -17,87 \text{ MPa} < 0$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

$\sigma_2 = -17,87 \text{ MPa}$



• Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1,5 \times \left(\frac{17,87}{17,87 + 25,32} \right) = 0,620 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 1,5 - 0,62 = 0,88 \text{ m}$$

$$d_1 \leq \min(h_e ; (2/3) \times L) = \min(3/2 ; (2/3) \times 3) = 0,587 \text{ m}$$

$d_1 < L_t$ donc d dans la zone tendue alors $\sigma_2' \neq 0$

$$d_2 = L_t - d_1 = 0,62 - 0,587 = 0,033 \text{ m}$$

$$\sigma_2' = \frac{\sigma_2}{L_t} \times (d_2) = \frac{17,87}{0,62} \times (0,62 - 0,587) = 0,942$$

$$A_1' = 0,2 \times 0,2935 = 0,117 \text{ m}^2$$

$$A_2' = 0,2 \times 0,033 = 0,0066 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$N_1 = A' \times (\sigma_2 + \sigma_2') / 2 \Rightarrow N_1 = -1104,33 \text{ KN}$$

$$N_2 = A' \times (\sigma_2' + 0) / 2 \Rightarrow N_1 = -3,11 \text{ KN}$$

Avec :

$$AS = \frac{N}{f_e}$$

$$AS_1 = \frac{N}{f_e} = \frac{1104,33}{500} = 22,09 \text{ cm}^2$$

$$AS_2 = \frac{N}{f_e} = \frac{3,11}{500} = 0,062 \text{ cm}^2$$

$$AS = AS_1 + AS_2 = 22,15 \text{ cm}^2$$

$$A_S / \text{ml/face} = 22,15 / (\times 0,62) = 17,86 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales de RPA 99 V2003 :**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{RPA} = 0,20\% e L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0,20\% \times 0,20 \times 0,62 = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = 2,48 / (2 \times 0,62) = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

- **Le pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 1,5 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / \text{ml/face} = 4,5 / (2 \times 1,5) = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_S ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 17,86 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_S = 2 \times 17,86 \times (1,5/2) = 26,79 \text{ cm}^2.$$

- **espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min (1,5e, 30) = 30 \text{ cm}.$

$$\text{Soit : } S_t = 15,5 \text{ cm}.$$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2 = 7,75 \text{ cm}.$

Tableau V.24 : Résultat de ferrailage verticale

VOILE	V1	V2	V3	V4	V5
Largeur e (cm)	20	20	20	20	20
longueur L (m)	1,5	2,0	3,0	3,2	4,0
σ_1	25,327	36,265	20,604	58,828	17,413
σ_2	-17,871	-7,459	-5,942	-39,139	-9,585
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L_t (m)	0,62	0,344	0,672	1,278	1,42
L_c (m)	0,88	1,656	2,328	1,922	2,58
d_1 (m)	0,587	1,104	1,5	1,281	1,5
d_2 (m)	0,033	0	0	0	0
σ_2'	0,942	0	0	0	0
N_1 (KN)	-1104,33	-254,52	-399,09	-5003,64	-1361,39
N_2 (KN)	-3,11	0	0	0	0

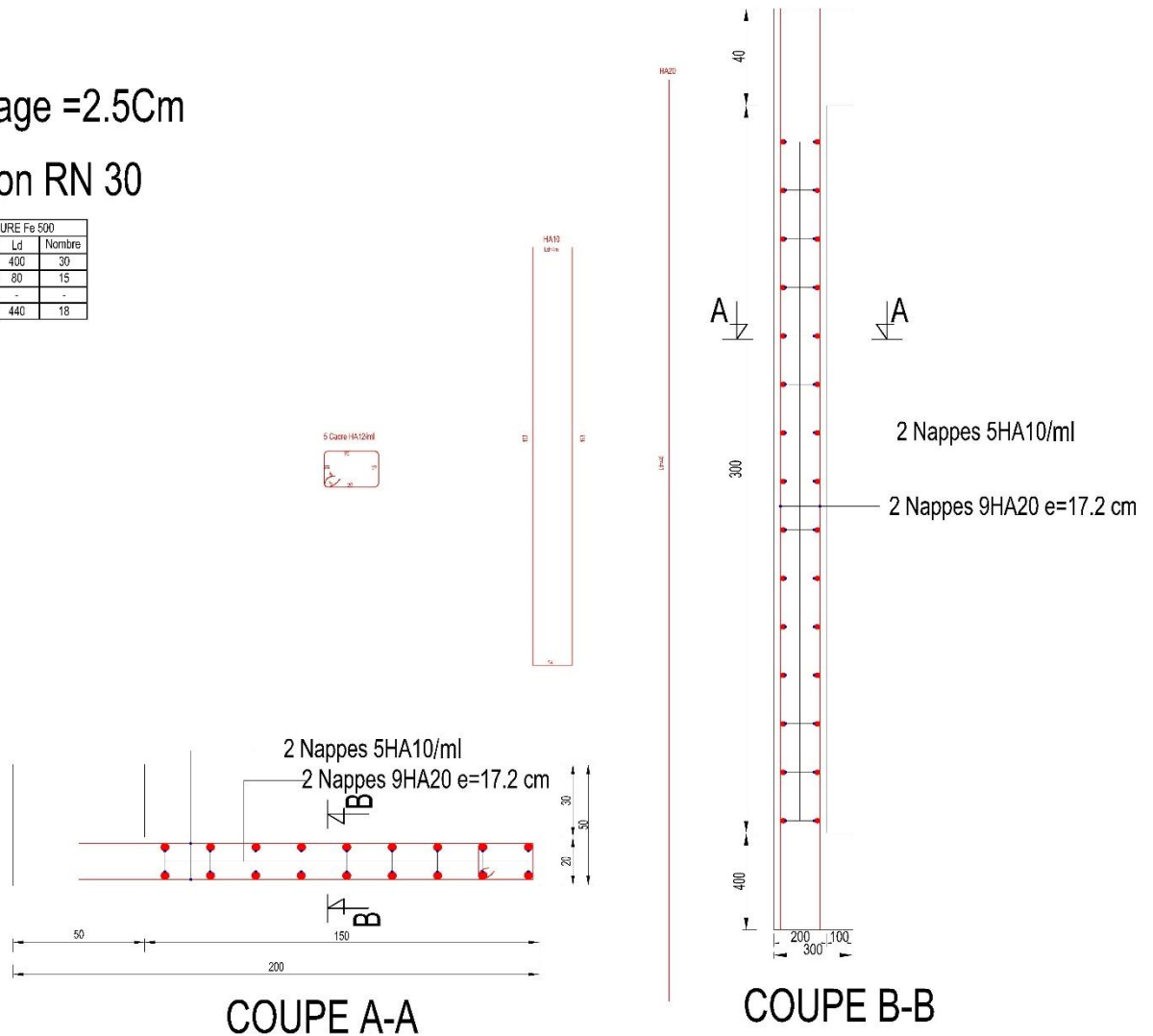
AS1 (cm2)	22,09	5,09	7,98	100,07	27,23
AS2 (cm2)	0,062	0	0	0	0
As1+As2 (cm2)	22,15	5,09	7,98	50,04	27,23
As cal (cm2/ml /face)	17,86	7,46	5,94	19,57	9,59
As RPA (cm2/ml /face)	2	2	2	2	2
As min (cm2/ml /face)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
As (cm2/face)	26,79	14,92	17,82	62,62	38,36
Choix (face)	9T20	10T14	16T12	20T20	20T16
st courante cm	15,5	19	18	15,5	19,5
st d'about cm	7,75	9,5	9	7,75	9,75

➤ Schémas de ferrailage :

Enrobage = 2.5Cm

Béton RN 30

ARMATURE Fe 500		
Ø	Ld	Nombre
10	400	30
Cadre12	80	15
16	-	-
20	440	18



VOILE V1

Figure V.5 : Les schémas de ferrailage de voile (V1)

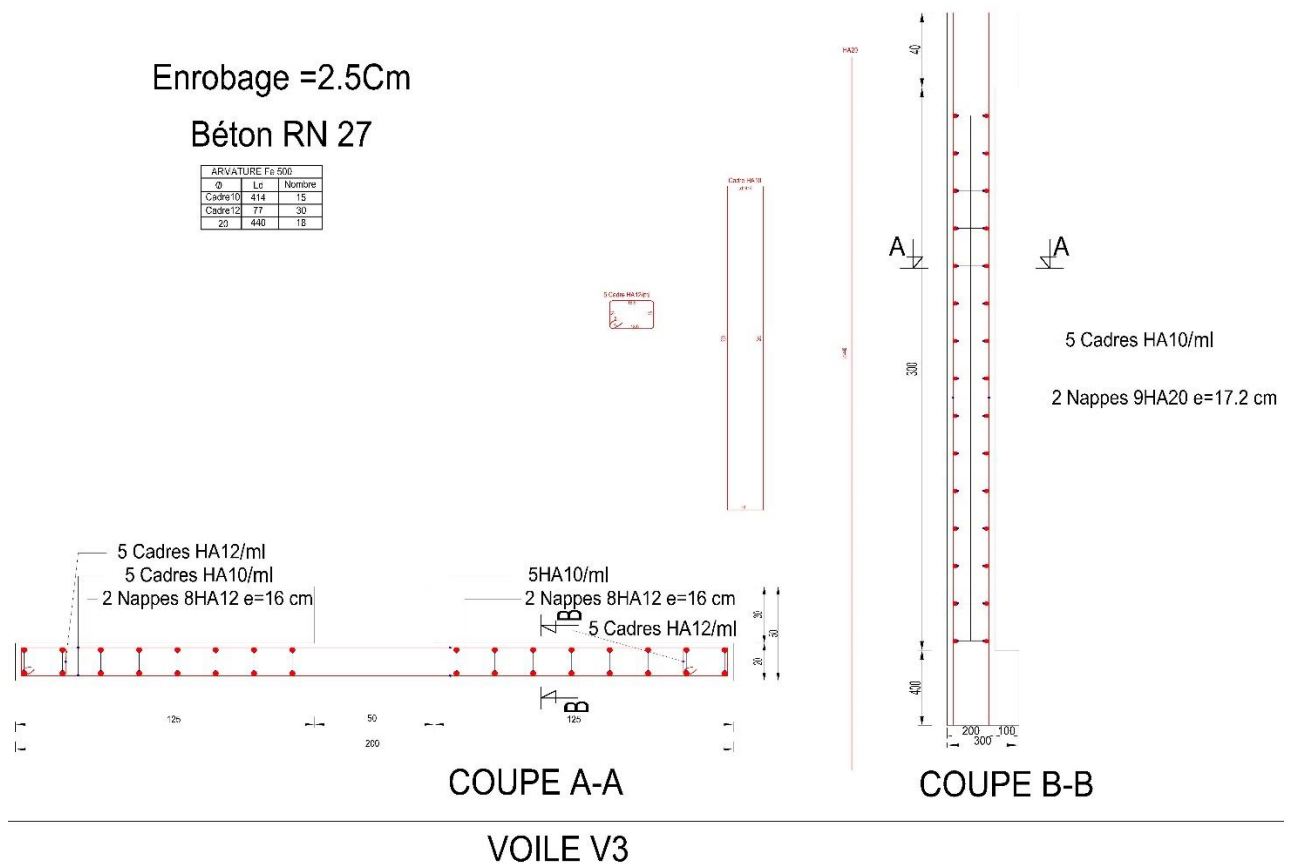


Figure V.6 : Les schémas de ferrailage de voile (V3)

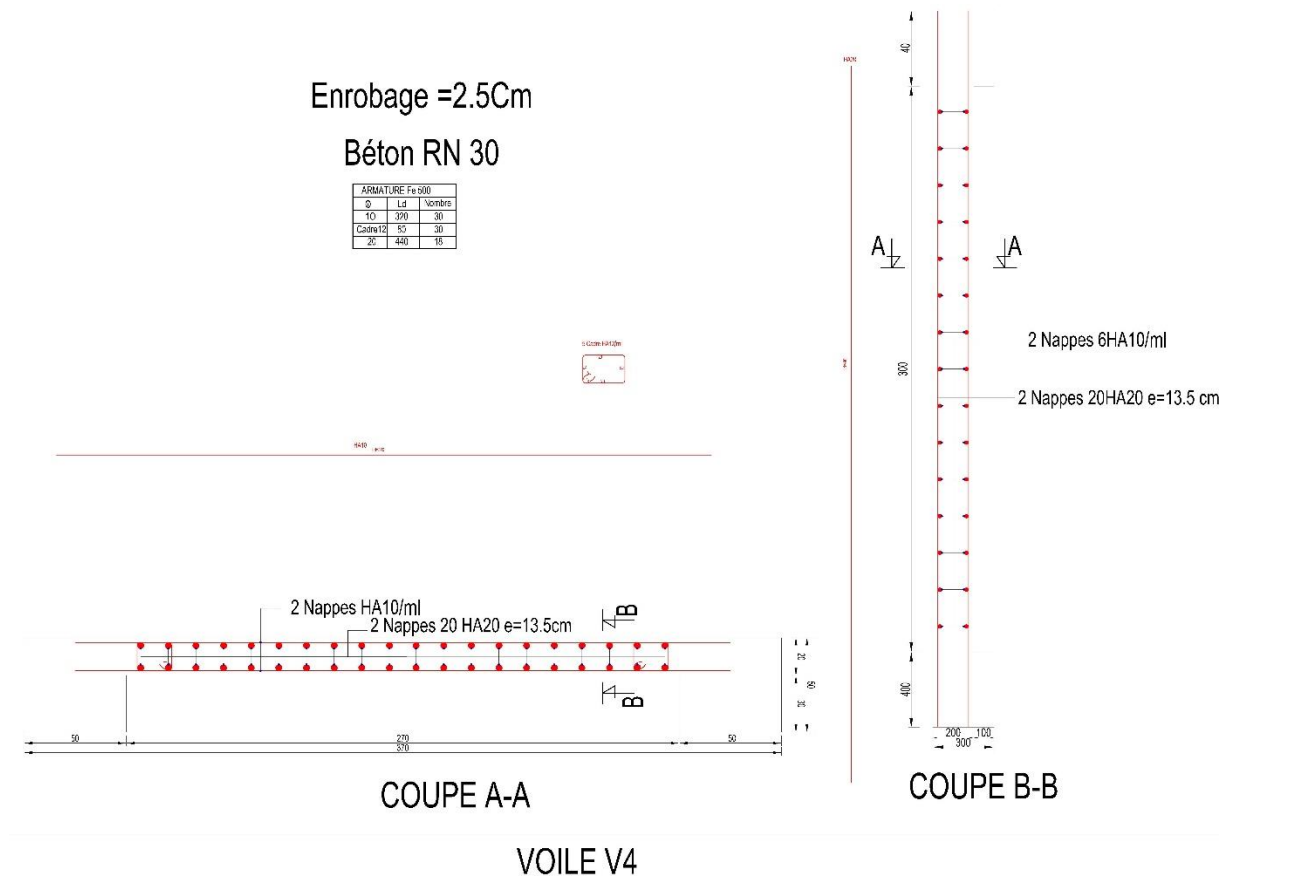


Figure V.7 : Les schémas de ferrailage de voile (V4)

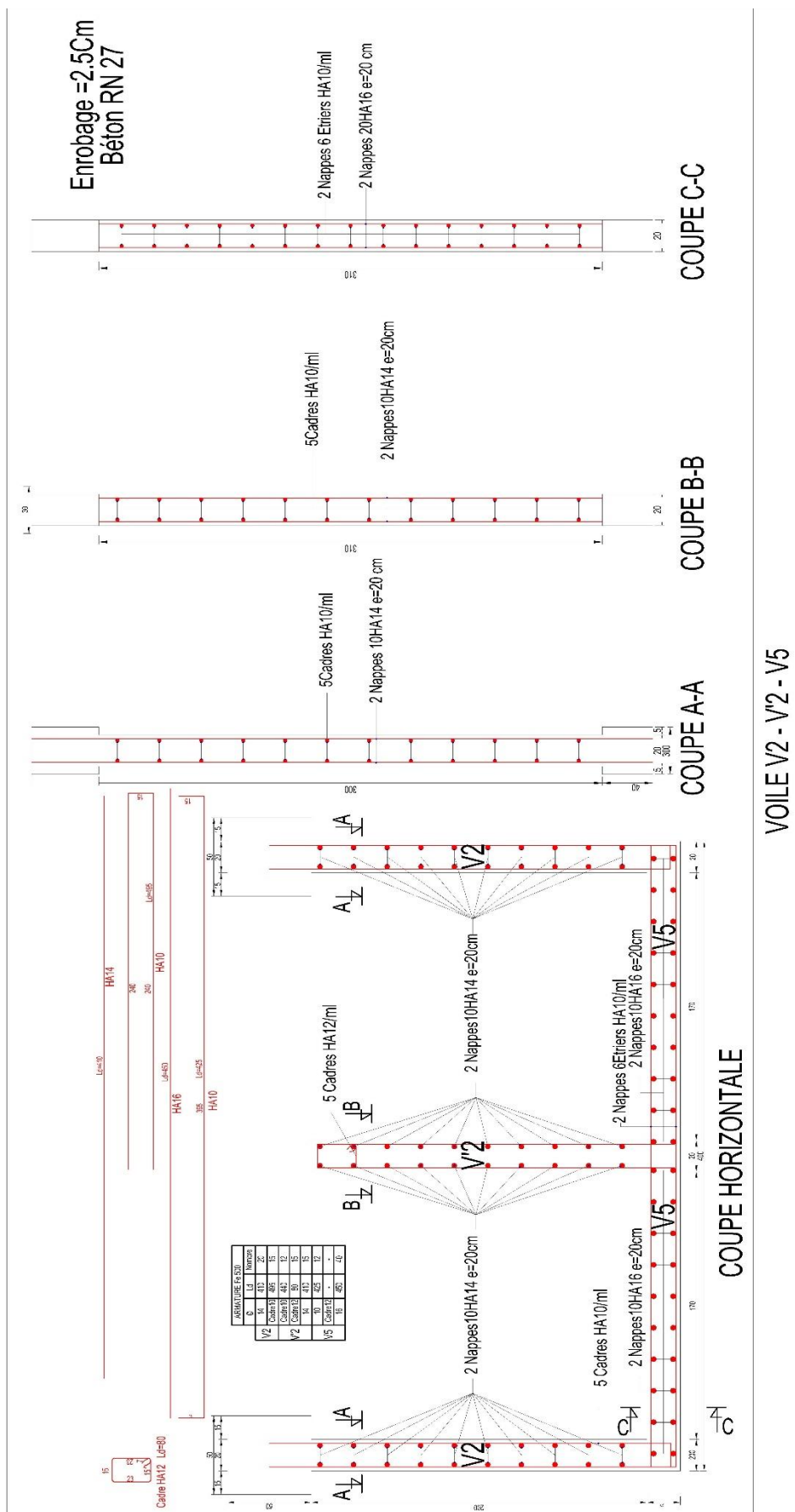


Figure V.8 : Les schémas de ferrailage des voiles (V2 et V5)

CHAPITRE VI :

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure par les éléments de la structure (poteaux, poutres, murs, voiles), soit directement (le cas des semelles reposant sur le sol ou le cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (le cas des semelles sur pieux ou puits). Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Hypothèses de calcul :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

VI.3. Choix du type de fondation :

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (des pieux).

La détermination des ouvrages de fondation est en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Caractéristiques du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- Solution économique et facilité de de réalisation.
- Stabilité total des bâtiments.

a) Choix :

Pour utiliser la semelle radier général, il faut vérifier cette formule :

$$\frac{S_{Semelle}}{S_{Batiment}} \geq 50\%$$

D'ou :

$S_{Batiment}$: La surface du bâtiment $S_{Batiment} = 510 \text{ m}^2$

S_{Semelle} : La surface totale des semelles $S_{\text{Semelle}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}}$

Avec : $G = 109,6 \text{ MN}$; $Q = 16,8 \text{ MN}$; $\sigma_{\text{adm}} = 2,4 \text{ bar}$

$N = 1,1G + Q = 1,1(109,6) + 16,8 = 137,36 \text{ MN}$

On prend ($N = 137,4 \text{ MN}$) :

$S_{\text{Semelle}} \geq \frac{137,4}{0,24} = 572,5 \text{ m}^2$

On se trouve :

$$\frac{S_{\text{Semelle}}}{S_{\text{Batiment}}} = \frac{572,5}{510} \times 100 = 112,25\% \geq 50\%$$

On adopte un radier général. il faut ajouter un débord

- **Calcul Débordement (D) :**

On adopte : $D = 120 \text{ cm}$

On va adopter un débordement $D = 120 \text{ cm}$ qui sera réalisé seulement dans les cotées où il n'y a pas un voisinage.

La surface du bâtiment $S_b = 510 \text{ m}^2$ Avec un débord de $1,2 \text{ m}$ de chaque côté, la

Surface totale du radier devient $590,6 \text{ m}^2$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{137400}{590,6} = 232,65 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{Sol}} = 240 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : Plusieurs choix des dimensions sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifié toutes les conditions.

VI.4. Etude du radier général :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage, en fonction de la taille de l'immeuble à construire et le type de sol, il existe plusieurs types du radier, dont le radier plat d'épaisseur constante, le radier nervuré, le radier champignon et le radier voûté.

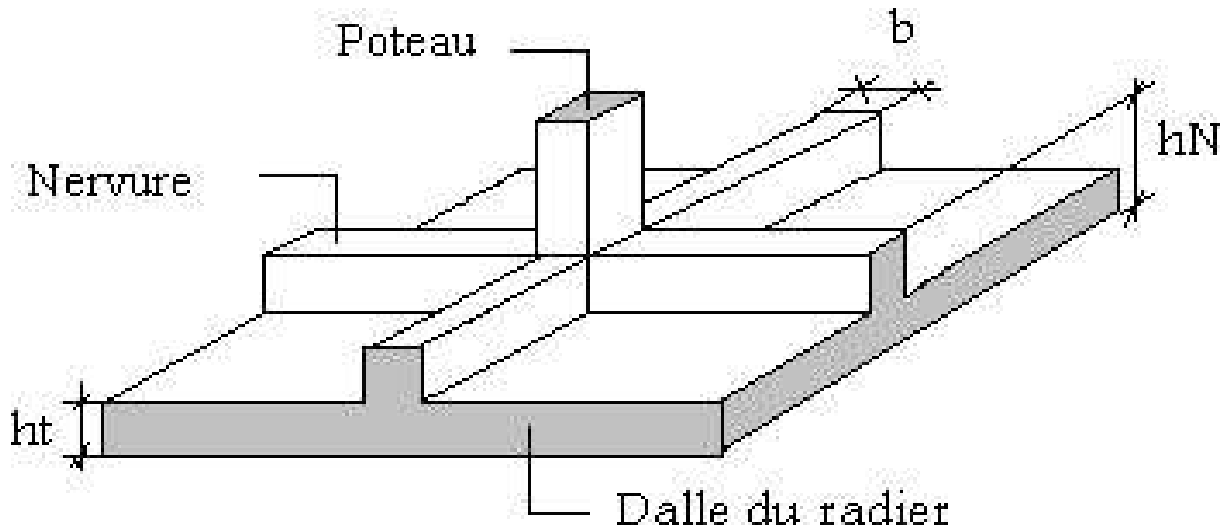


Figure VI.1 : Schéma d'un radier général

VI.4.1. Pré-dimensionnement du radier :

a) Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux. ($L = 6,50$ m)

$$\Rightarrow h_1 \geq 32,5 \text{ cm}$$

On adopte $h_1 = 35$ cm

Pour des raisons constructives on adopte $h = 50$ cm

b) Nervures :

La hauteur de nervure du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc on prend } b = 70 \text{ cm}$$

On adopte $b = 70$ cm.

- **Condition de la flèche :**

D'après les règles de **B.A.E.L 91** la hauteur h des poutres doit vérifier :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

On a : $L_{\max} = 6,5 \text{ m}$; $43,33 \text{ cm} < h_n < 65 \text{ cm}$

On prend : $h = 65 \text{ cm}$

- **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} > L_{\max} \frac{\pi}{2}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}\right)^4 \cdot L_{\max}^4 \cdot 3K/E}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 11496,76 \text{ MPa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}\right)^4 \cdot (6,5)^4 \cdot 3 \times 50 / 11496,76} = 1,56 \text{ cm}$$

On a : $h_1 \geq 1,56 \text{ cm} \Rightarrow 1,60 \text{ cm}$

On prend : $h = 160 \text{ cm}$

Le choix final :

On opte pour une hauteur de la nervure ($h_n = 160 \text{ cm}$) et une largeur ($b_n = 70 \text{ cm}$).

On opte pour une hauteur du radier ($h = 50 \text{ cm}$).

VI.4.2 Caractéristiques géométriques du radier :

- **Position du centre de gravité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 16,86 \text{ m} \\ Y_G = 9,24 \text{ m} \end{array} \right.$$

- Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{XX} = 13244,33 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 54571,4 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.4.3 Vérifications Nécessaires :

VI.4.3.1 Vérification de la Stabilité du Radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de l'ouvrage vis à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité $\left(1,5 \frac{M_S}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des Terres.

M_R : Moment de renversement du aux forces sismique.

M_0 : Moment à la base de la structure.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 \times h$$

V_0 ; L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

- Sens x-x :

$M_0 = 10382,37 \text{ KN.m}$; $V_0 = 5769,63 \text{ KN}$

$$h = h_e + h_n = 10,78 \text{ m}$$

Donc : $M_R = 72578,981 \text{ KN.m}$

$$N = N_G + N_Q$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a :

$$N_{G1} = 109600 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = \rho b (S \times h + L_{N \text{ tot}} \times b_N \times h_N) = 25(295,3 + 247,3) = 13564,5 \text{ KN}$$

$$N_Q = 16800 \text{ KN}$$

Donc :

$$N = 139964,5 \text{ N}$$

$$M_s = N \cdot X_G = 2359801,47 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 32,52 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- **Sens y-y :**

$$M_0 = 10657,542 \text{ KN.m} ; V_0 = 5294,947 \text{ KN} ; h = 10,78 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 67737,07 \text{ KN.m}$$

$$N = 139964,5 \text{ KN}$$

$$M_s = N \cdot Y_G = 1293271,98 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 19,09 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.4.3.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in situ et au laboratoire : $\sigma_{\text{sol}} = 2,4$ bars

Les contraintes du sol sont données par :

- a) **Sollicitation du premier genre :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{137400}{590,6} = 232,65 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{Sol}} = 240 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- b) **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{\text{Sol}}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Rester toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

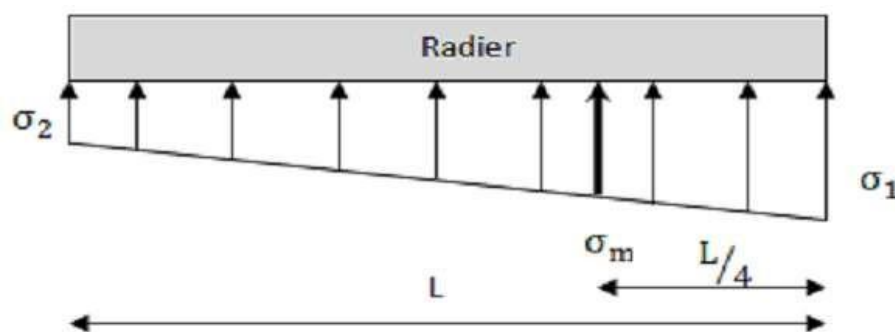


Figure VI.2 : Contraintes sous le radier

➤ **ELU :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 191472,075 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 372,59 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$N_{ser} = G + Q = 139964,5 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 285,38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{Sol} = 240 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI.1 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)
Sensx-x	333,79	140,17	285,38
Sensy-y	249,00	224,96	242,99
Vérification	$\sigma_{1max} < 1,5\sigma_{Sol} = 360$	$\sigma_{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 360$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.4.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les Poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

a) Ferrailage de la dalle du radier

- Valeur de la pression sous radier

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_u \cdot 1\text{m} = 372,59 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 285,38 \text{ KN/m}$$

- Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre (04) cotés.

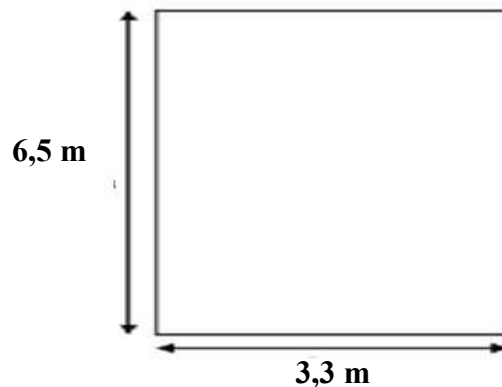


Figure VI.3 : Panneau de la dalle du radier

- Calcul des moments :

$$\text{Dans le sens de la petite portée} : M_x = \mu_x q L^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée} : M_y = \mu_y q L^2$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

ν : Coefficient de poisson

0 à l'ELU

0,2 à l'ELS

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,51 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0951 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0951 \times 372,59 \times (3,30)^2 = 385,86 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,2500 \times 385,86 = 96,47 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 327,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 81,99 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 192,93 \text{ KN.m} \quad 0.5 M_y = 48.24$$

• **Calcul de ferrailage de la dalle :**

$b = 100\text{cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 45\text{cm}$; $f_c = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Section minimale :

Sens y-y : $0,08\% b.h = 4 \text{ cm}^2$;

Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{\text{min}} \text{ suivant y-y}) = 4,8 \text{ cm}^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Ferrailage des panneaux du radier

Position	Sens	M_u (KN.m)	μ	A_s'	α	Z	Ascal (cm ²)	Choix	Asadp (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	327,98	0.095	4,8	0,125	42,75	17,61	9T20	28,27	20
	y-y	81,99	0,023	4	0,030	44,46	4,24	5T16	10,05	
Appuis	x-x	192,93	0,056	4,8	0,072	43,70	10,15	7T16	14,07	20
	y-y	48,24	0,014	4	0,017	44,69	2,49	5T12	5,65	

$$Esp \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (120\text{cm} ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$$

➤ **En travée :**

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min} (4h ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (160\text{cm} ; 40 \text{ cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 10,05 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Aux appui :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

On opte $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification nécessaire :**

Condition de non fragilité :

$$A_s \text{ min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4,96 \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ adopté} = 10,05 \text{ cm}^2$$

Donc condition est vérifiée.

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho = 0,51 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0987 \\ \mu_y = 0,3758 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \text{ qu } L^2 x = 0,0987 \times 285,38 \times (3,30)^2 = 306,74 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,3758 \times 306,74 = 115,27 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 260,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 97,98 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 153,37 \text{ KN.m} \quad 0,5 M_y = 57,64$$

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d-Y) \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPA}$$

Avec :

- $\frac{b}{3} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$
- $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d-y)^2$

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes

Sens x-x									
	M _{Ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	260,73	28,27	15,75	493034,091	8,33	18	232,04	250	C.V
Appuis	153,37	14,07	11,83	287394,04	6,31	18	243,03	250	C.V
Sens y-y									
	M _{Ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	97,98	10,05	10,24	217936,22	4,60	18	234,51	250	C.V
Appuis	57,64	5,65	7,93	133084,74	3,44	18	240,01	250	C.V

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u L / 2 = \frac{372,59 \times 6,5}{2} = 1210,92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1210,92 \times 10^3}{1000 \times 450} = 2,7 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

b) Ferrailage des nervures• **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0,5 M_0$$

• **Calcul des efforts armateurs :**

$$b = 70 \text{ cm} , h = 160 \text{ cm} , d = 155 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

Sens porteur : L= 6,50 m ; q = 372,59 KN/m

Tableau VI.4 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

Position	M _u (KN.m)	μ	α	Z	AS cal (cm ²)	Choix	AS adp (cm ²)
Travée	1672,58	0,067	0,087	138,99	27,68	12T20	37,70
Appuis	983,87	0,039	0,050	141,07	16,04	6T20 + 2T16	22,87

Sens non porteur : L= 3,30 m ; q = 372,59 KN/m

Tableau VI.5 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

Position	M _u (KN.m)	μ	α	Z	AS cal (cm ²)	Choix	AS adp (cm ²)
Travée	431,11	0,017	0,022	142,73	6,95	8T14	12,31
Appuis	253,59	0,010	0,012	143,26	4,07	8T14	12,31

- Vérification nécessaire :

Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 10,43 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.6 : Vérification de la condition non fragilité

Sens x-x			
Position	AS cal (cm ²)	AS min (cm ²)	Vérification
Travée	31,42	10,43	C.V
Appuis	18,10	10,43	C.V
Sens X-X			
Position	AS cal (cm ²)	AS min (cm ²)	Vérification
Travée	12,31	10,43	C.V
Appuis	12,31	10,43	C.V

Vérification des contraintes à ELS :

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens x-x									
	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vér
Travée	330,20	12,31	26,08	8948262,13	2,47	18	183,60	250	C.V
Appuis	194,24	12,31	26,08	8948262,13	1,45	18	108,01		C.V
Sens y-y									
	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vér
Travée	1281,08	37,70	42,61	8948262,13	6,10	18	241,36	250	C.V
Appuis	753,58	22,87	34,38	5939285,56	4,36	18	248,01		C.V

• Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_c28; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_U = q_u L / 2 = \frac{372,59 \times 6,5}{2} = 1210,92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1210,92 \times 10^3}{1000 \times 1550} = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

• Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99 :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_0 - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (k = 1 \text{ pas de risque de bétonnage})$$

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right) = 19,2 \text{ cm} \dots\dots \text{zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 80 \text{ cm} \dots\dots \text{zone courant.}$$

Avec :

$$\phi_1 \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} ; \tau_u = 0,78 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 155 \text{ cm} ; c = 5$$

On trouve :

$S_t = 20 \text{ cm}$ zone nodale.

$S_t = 30 \text{ cm}$ zone courant.

Tableau VI.8 : Choix des armatures transversale

Section	Zone	S_t (cm)	ϕ_t	At cal (cm ²)	Choix	At (cm ²)
70x150	Courant	30	1,6	6,3	6T12	6,65
	Nodale	15		3,15	5T12	5,65

• **Armateur de peau :**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 160 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 160 = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_p = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

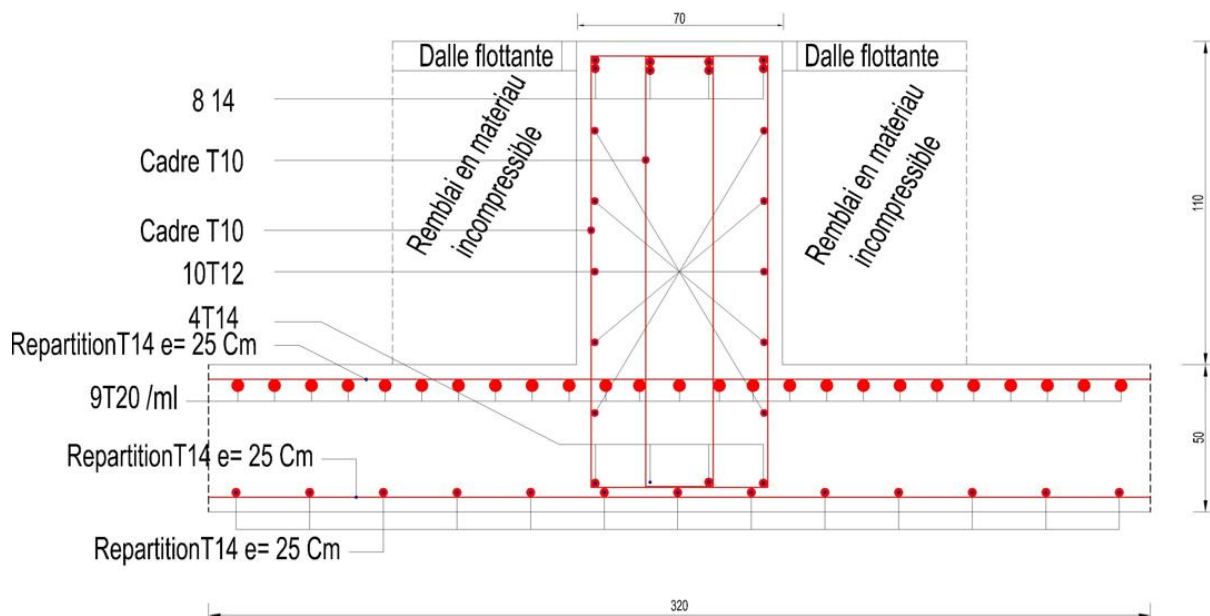


Figure VI.4 : La coupe dans le sens x-x (Travée)

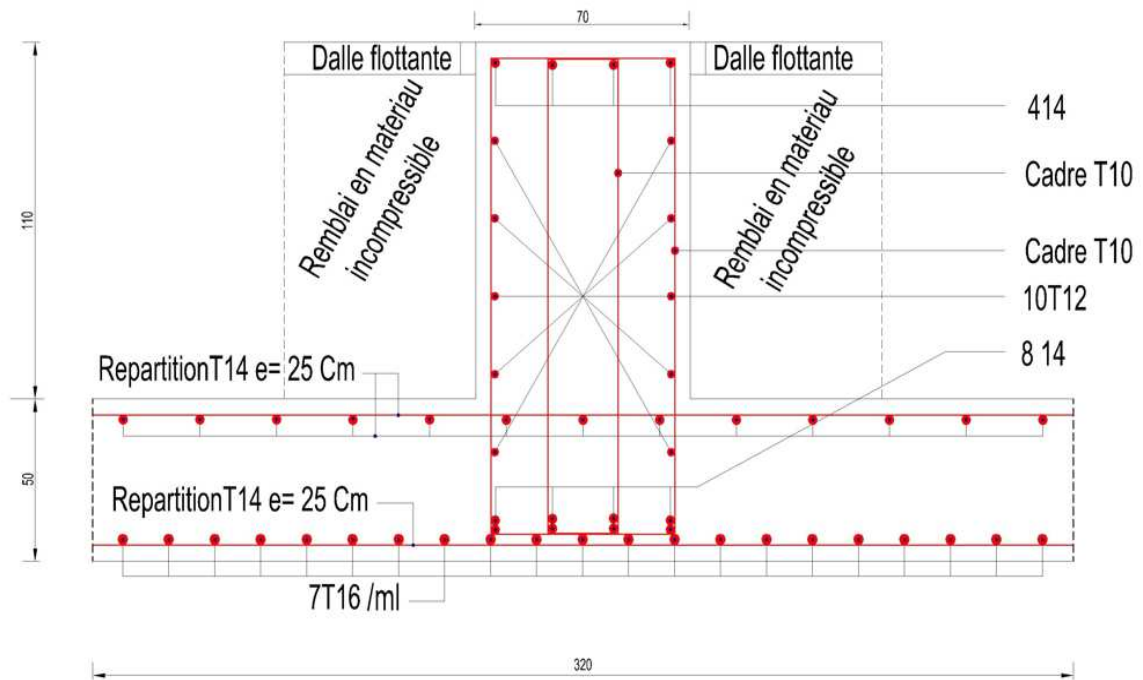


Figure VI.5 : La coupe dans le sens x-x (Appui)

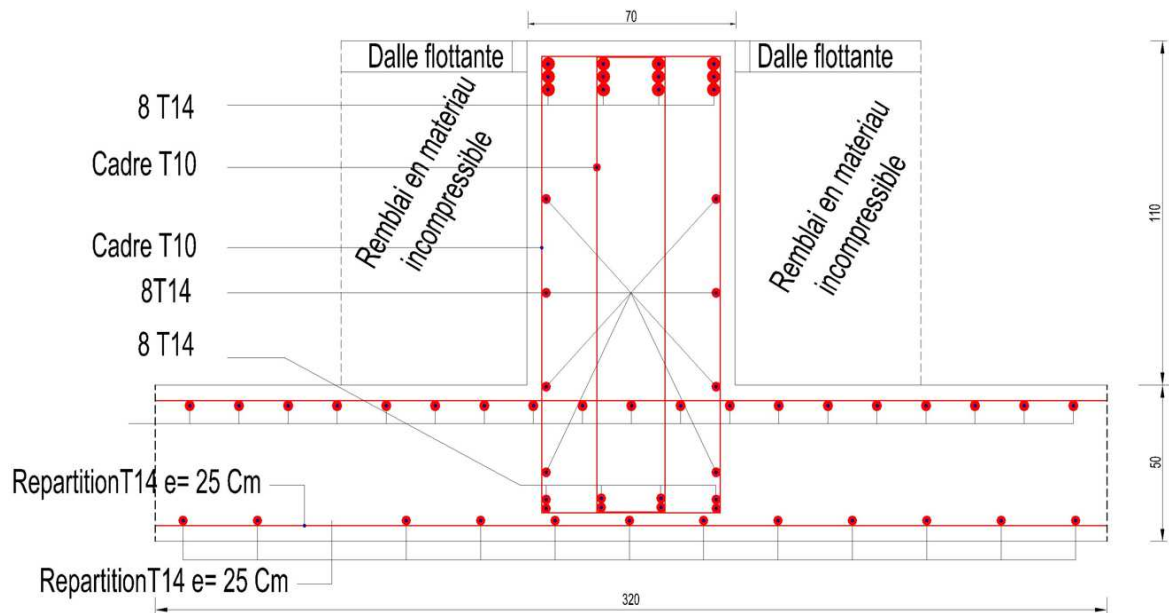


Figure VI.6 : La coupe dans le sens y-y (Travée)

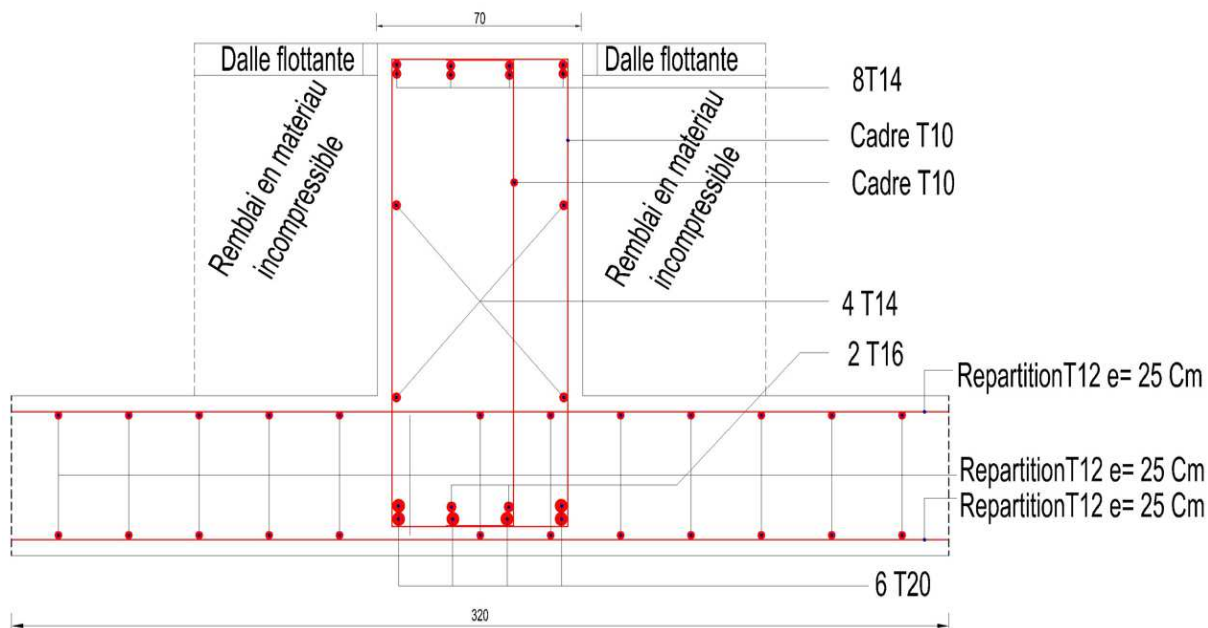


Figure VI.7 : La coupe dans le sens y-y (Appui)

c) Ferrailage des débords :

Le calcul du débord est analogue celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

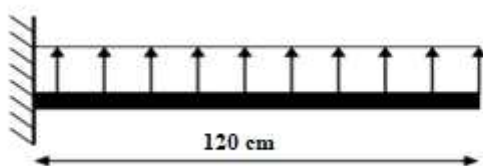


Figure VI.8 : Schéma statique du débord

• Calcul de ferrailage :

$q_u = 372,59 \text{ KN/m}$, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$, $f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 268,26 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : ferrailage du débord

M_u (KN.m)	μ	α	Z	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_s \geq A_{min}$
268,26	0,077	0,101	43,18	14,28	4,97	C.V

On adopte $A_S = A_S = 14,28 \text{ cm}^2$

Choix : 7T20 = 21,99 cm², St = 10 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 5,49 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 = 5,65 cm², St = 20 cm

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$q_{ser} = 285,38 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 205,47 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
205,47	21,99	7,17	18	232,49	250	C.V

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.5. Etude du voile périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement.

D'après le **RPA 99/ 2003**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu, entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimum d'armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.1. Dimensions du voile :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au 1er sous-sol.

On va faire les calculs pour une bande de 1ml, une hauteur de 2,73 m, et une épaisseur de 0,25m.

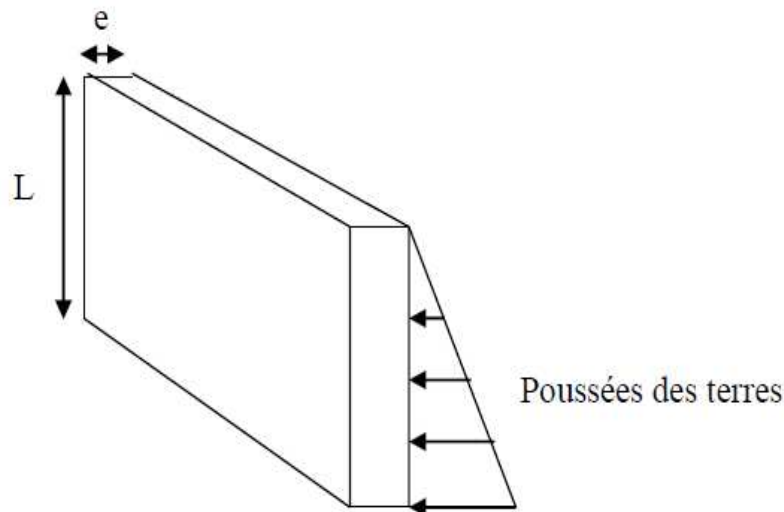


Figure VII.9 : Voile périphérique

VI.5.2. Evaluation des charges :

Les charges appliquées sur le voile périphérique sont :

- Charge permanente (G) : due au poids propre et la poussée des terres.
- Surcharge d'exploitation (Q = 2,5 KN/m²).

VI.5.3. Caractéristiques géotechniques du sol :

- Poids volumique des terres humides : $\gamma = 7\text{KN/m}^3$.
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- La cohésion : C = 0 MPa.
- La profondeur : H = 2,66 m.

VI.5.4. Calcul de forces :

- Coefficient de poussée :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$$

- Force due à la poussée du sol :

$$F_1 = (\gamma \times H \times K_0 - 2C\sqrt{K_0}) \times \frac{H^2}{2}$$

$$F1 = (17 \times 2,66 \times 0,5) \times 2,66/2$$

$$F1 = 30,07 \text{ KN/ml}$$

- Force due à la surcharge q :

$$F2 = (q \times K_0) \times H = (2,5 \times 0,5) \times 2,66 = 3,325 \text{ KN/ml}$$

VI.5.5. Combinaisons d'actions :

- **ELU :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_u = 1,35 \times (30,07) + 1,5 \times (3,325) = 45,58 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$Q_u = G + Q$$

$$Q_u = 30,07 + 3,325 = 33,395 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.6. Calcul de ferrailage :

On a fait la modélisation du voile périphérique par **ETABS 2016** avec une section de (0,25x1ml) donc les valeurs moments et des chargements sont tirés directement du logiciel **ETABS 2016**.

Le calcul de ferrailage du voile périphérique se fait en flexion simple.

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions.

$$\text{On a : } M_u = 20,15 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 14,76 \text{ KN.m}$$

- **ELU :**

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,15 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,9^2 \times 17} = 0,0059 < \mu_R = 0,372 \quad \text{Donc section simple}$$

armature

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0059}) = 0,0074$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,9(1 - 0,4 \times 0,0074) = 0,897 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{20,15 \times 10^{-3}}{0,897 \times \frac{500}{1,15}} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,08\%B = 0,08\% \times 25 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des Armatures : 6T12 cm²/ml = 6,79cm²

- **ELS** :

On considère que les fissurations sont préjudiciables, donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et les aciers :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bX^2}{2} + \eta A_{SC}(x-d') - \eta A_{St}(d-x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{St}}{b} + \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{St})}{nA_{St}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{6,79}{25} + \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 25 \times 90 \times 6,79}{15 \times 6,79^2}} - 1 \right)$$

$$X = 23,31 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{St}(d-x)^2$$

$$I = \frac{25 \times 23,31^3}{3} + 15 \times 6,79(90-23,31)^2$$

$$I = 5,585 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_S \times X}{I} = \frac{14,76 \times 10^{-3} \times 0,2331}{5,585 \times 10^{-3}} = 0,616 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,616 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_S (d-X)}{I} = \frac{15 \times 14,76 \times 10^{-3} (0,9-0,2331)}{5,585 \times 10^{-3}} = 27,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 27,77 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VI.5.7. Disposition constructive :

L'espace max des barres d'une même nappe est calculé comme suit :

- **Suivant x :**

$$S_{tx} \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = \min (75 ; 33 \text{ cm}) \text{ (BAEL,91)}$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm } S_{tx} = 20 \text{ cm.}$$

- **Suivant y :**

$$S_{ty} \leq \min (4h_0 ; 33 \text{ cm}) = \min (100 ; 33 \text{ cm}) \text{ (BAEL,91)}$$

$$S_{ty} \leq 33 \text{ cm } S_{ty} = 20 \text{ cm.}$$

VI.5.8. Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = 29,49$ KN (tiré à partir d'ETABS 2016)

$$\tau_U = \frac{V_{ub}}{b \times d} \leq \tau_U$$

$$\tau_U = \frac{29,49 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,9} = 0,131 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_U = \min (3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa.}$$

$$\tau_U < \tau_U \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

VI.6. Conclusion :

L'étude géotechnique du sol est une étape importante pour la réalisation d'une bonne fondation, elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondations.

Nos données nous a permis de choisir le radier général comme type de fondations convenable, le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure a été calculée comme une poutre renversée.

Le calcul du voile périphérique a aussi fait l'objet de ce chapitre, notre voile est en béton armé, il reprend les efforts de poussées des terres et il travaille comme obstacle, il est calculé à la flexion simple sous un moment fléchissant.

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudié. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, car cette analyse va nous permettre une bonne conception parasismique.

Les objectifs de ce mémoire étaient, un dimensionnement détaillé de tous les éléments constitutifs, la recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

En effet, cette étude vise à identifier toutes les données et logiciel de calcul (ETABS 2016 ; Auto CAD, MS Project), ainsi que les règlements et les ressources génie civil (RPA99 /version 2003, DTR, BAEL) ayant un impact direct sur le choix de la solution immobilière, le budget, les délais, le scénario de réalisation et le design ainsi que sur la qualité et les performances recherchées.

Nous nous sommes donc intéressées en premier lieu, à mettre en pratique nos connaissances acquises durant les cinq années d'étude sur l'ouvrage à étudier. Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99 v2003 et BAEL91, pour le pré-dimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment.

Ce projet a permis aussi d'effectuer l'analyse sismique d'un projet de construction d'un bâtiment en béton armé situé en zone de sismicité moyenne (zone IIa). Une modélisation 3D sur le logiciel ETABS 2016 a dû être effectuée, pour assimiler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

Cette structure est contreventée par des voiles qu'il fallait placer aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure.

A cause de l'importance des charges transmises par la structure au sol qui est de moyenne portance, on a considéré l'infrastructure comme un radier général pour obtenir une bonne stabilité de la structure.

Pour terminer, nous ne prétendons pas avoir résolu le problème posé dans son intégralité, mais nous sommes, par ailleurs, convaincues que le travail élaboré n'est qu'une étape primaire aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus approfondies.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

[1] [C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé, 1993.

[2] [BAEL, 91] Jean-Pierre Mougín, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.

[3] [D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation.

[4] [R.P.A.99/VERSION2003] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne, version 2003.

[5] [PRATIQUE DU BAEL 91] Jean Percha, Jean Roux, Cours avec exercices corrigés, Quatrième Édition.

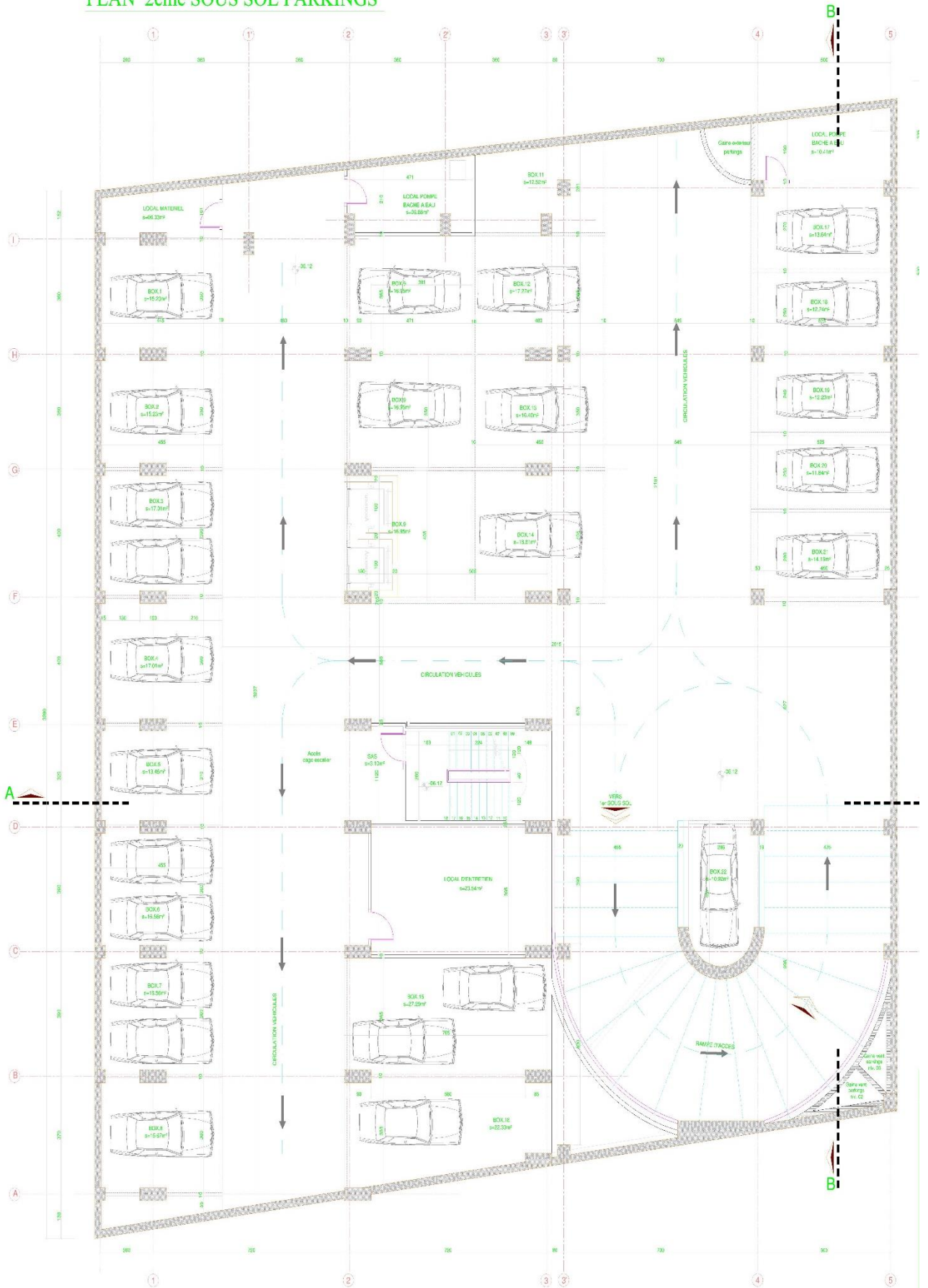
[6] Mémoire de **Mohammed el Hadi BOUCHAOUR, Sid Ahmed MEHADJI** Ayoub. « ÉTUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT :2 SOUS SOL + RDC +15 EN BETON ARME. » Université Aboubakr Belkaïd, Tlemcen.

Logiciels utilisés :

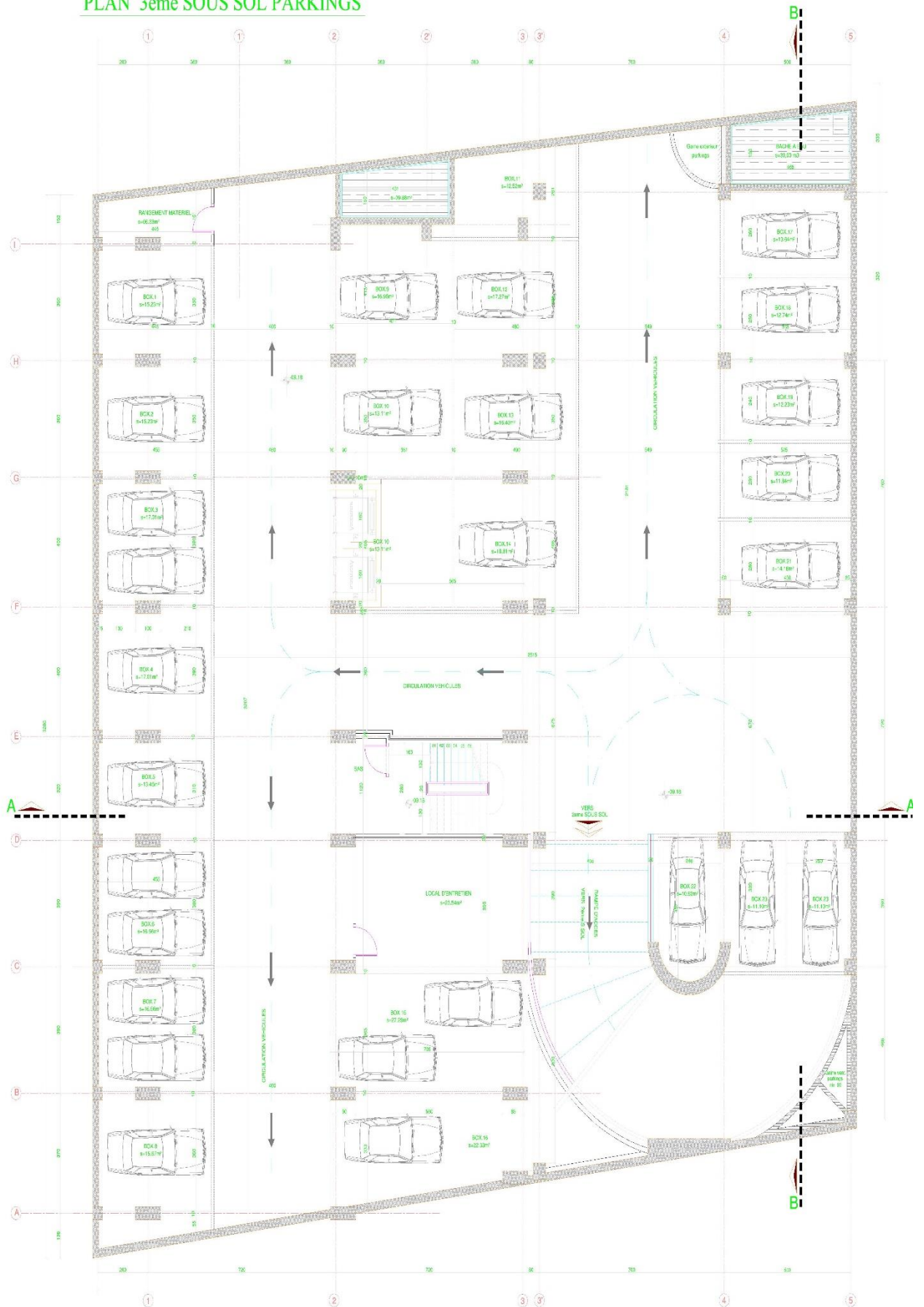
- ETABS 2016
- AUTOCAD 2013
- SOCOTEC
- WORD 2016
- EXCEL 2016

ANNEXES 01

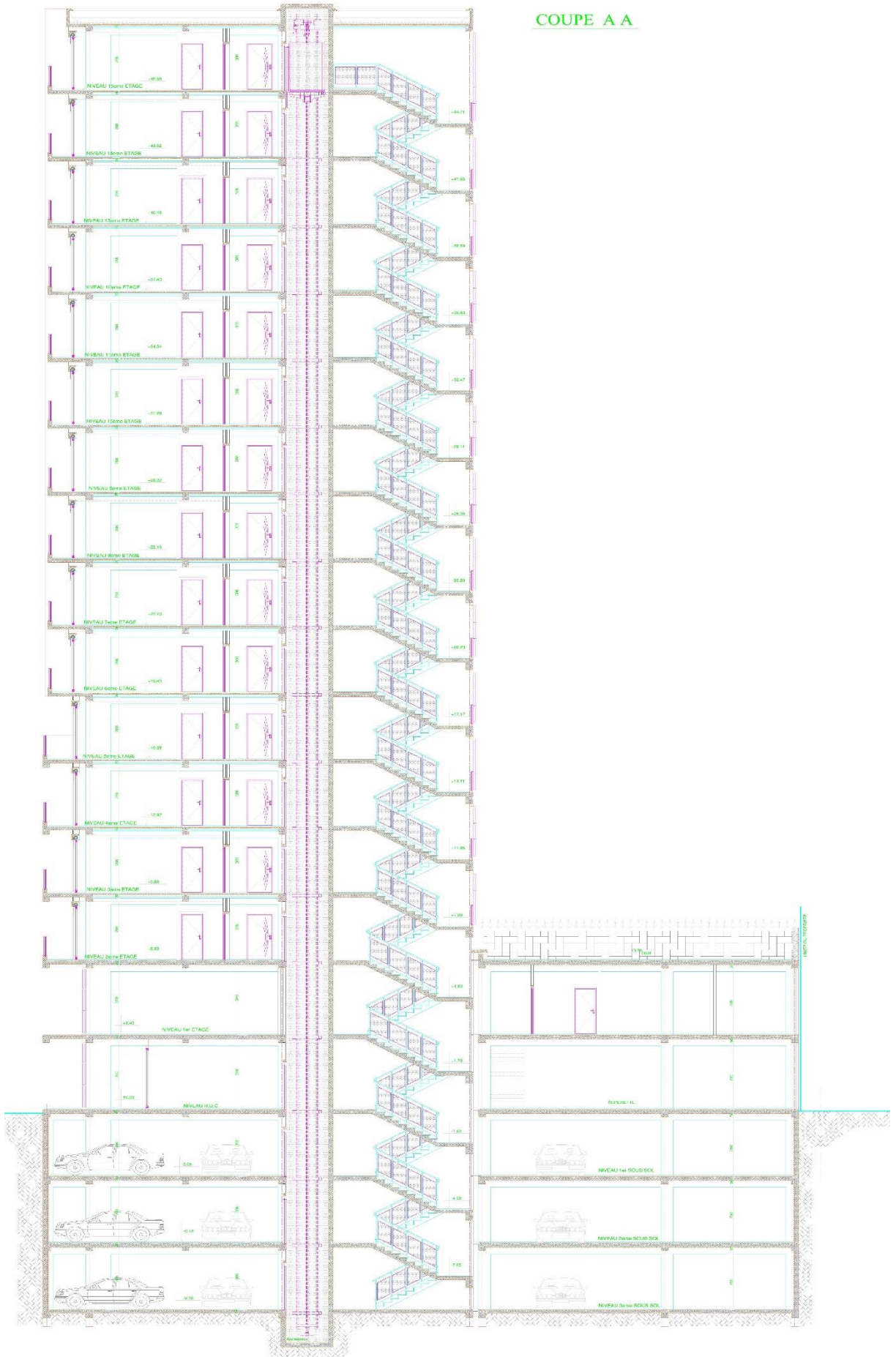
PLAN 2eme SOUS SOL PARKINGS



PLAN 3eme SOUS SOL PARKINGS



COUPE A A



PLAN 2eme au 15eme ETAGE LOGEMENTS



ANNEXES 02

CALCUL A L'ELU D'UNE SECTION RECTANGULAIRE EN FLEXION COMPOSEE (L'EFFORT NORMAL EST UNE COMPRESSION)

Données : $b, h, d, d', f_{c28}, f_e, N_u$ et $M_u = e \cdot N_u$

Le moment par rapport aux aciers tendus sera : $M_{AS} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$

→ On calcule d'abord le coefficient de remplissage : $\Psi_1 = \frac{N_u}{bh f_{bc}}$

→ Si $\Psi_1 \leq 0,81$, on lit la valeur de l'excentricité critique relative ζ , ensuite on calcule $e_{NC} = \zeta \cdot h$

Si $e \leq e_{NC} \Rightarrow$ SEC, ELU non atteint, Armatures minimales pour les poteaux
(Règles de Béton Armé + Règles Parasismiques)

Si $e > e_{NC} \Rightarrow$ SPC

→ Si $\Psi_1 > 0,81$, on utilise le coefficient : $\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \Psi_1 \left(0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$

Si $\chi \geq 0,19 \Rightarrow$ SPC

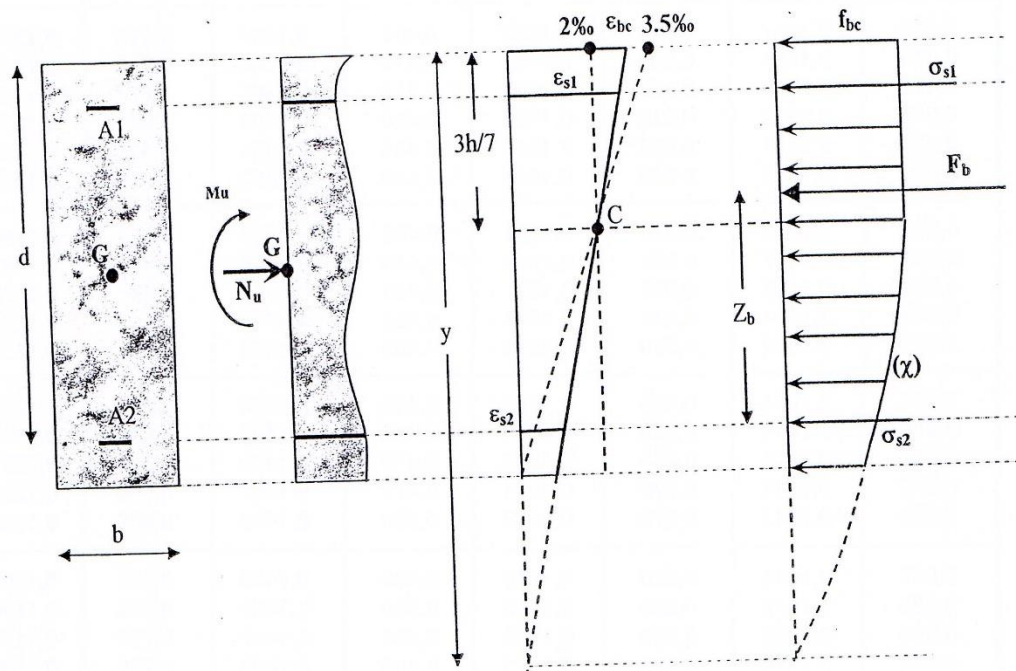
Si $\chi < 0,19 \Rightarrow$ SEC → $\begin{cases} \text{Si } \chi > 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ et } A'_s \neq 0 \\ \text{Si } \chi \leq 0 \Rightarrow A_s \neq 0 \text{ et } A'_s \neq 0 \end{cases}$

Excentricité critique relative : $\zeta = f(\psi_1)$

$$\text{si } \psi_1 \leq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} \quad \text{si } \psi_1 \geq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

ψ_1	ζ	ψ_1	ζ	ψ_1	ζ	ψ_1	ζ
0,000	0,1667	0,200	0,1602	0,405	0,1507	0,610	0,1336
0,005	0,1665	0,205	0,1600	0,410	0,1504	0,615	0,1330
0,010	0,1664	0,210	0,1598	0,415	0,1501	0,620	0,1323
0,015	0,1662	0,215	0,1596	0,420	0,1498	0,625	0,1316
0,020	0,1661	0,220	0,1595	0,425	0,1495	0,630	0,1310
0,025	0,1660	0,225	0,1593	0,430	0,1492	0,635	0,1302
0,030	0,1658	0,230	0,1591	0,435	0,1489	0,640	0,1295
0,035	0,1657	0,235	0,1589	0,440	0,1486	0,645	0,1287
0,040	0,1655	0,240	0,1587	0,445	0,1482	0,650	0,1279
0,045	0,1654	0,245	0,1585	0,450	0,1479	0,655	0,1271
0,050	0,1652	0,250	0,1582	0,455	0,1476	0,660	0,1262
0,055	0,1651	0,255	0,1580	0,460	0,1472	0,665	0,1253
0,060	0,1649	0,260	0,1578	0,465	0,1469	0,670	0,1244
0,065	0,1648	0,265	0,1576	0,470	0,1465	0,675	0,1234
0,070	0,1646	0,270	0,1574	0,475	0,1462	0,680	0,1224
0,075	0,1645	0,275	0,1572	0,480	0,1458	0,685	0,1213
0,080	0,1643	0,280	0,1570	0,485	0,1455	0,690	0,1202
0,085	0,1642	0,285	0,1568	0,490	0,1451	0,695	0,1190
0,090	0,1640	0,290	0,1565	0,495	0,1447	0,700	0,1179
0,095	0,1638	0,295	0,1563	0,500	0,1443	0,705	0,1166
0,100	0,1637	0,300	0,1561	0,505	0,1439	0,710	0,1154
0,105	0,1635	0,305	0,1559	0,510	0,1436	0,715	0,1141
0,110	0,1634	0,310	0,1556	0,515	0,1431	0,720	0,1128
0,115	0,1632	0,315	0,1554	0,520	0,1427	0,725	0,1114
0,120	0,1630	0,320	0,1552	0,525	0,1423	0,730	0,1100
0,125	0,1629	0,325	0,1549	0,530	0,1419	0,735	0,1086
0,130	0,1627	0,330	0,1547	0,535	0,1415	0,740	0,1072
0,135	0,1625	0,335	0,1544	0,540	0,1410	0,745	0,1057
0,140	0,1624	0,340	0,1542	0,545	0,1406	0,750	0,1042
0,145	0,1622	0,345	0,1539	0,550	0,1401	0,755	0,1026
0,150	0,1620	0,350	0,1537	0,555	0,1396	0,760	0,1011
0,155	0,1618	0,355	0,1534	0,560	0,1391	0,765	0,0995
0,160	0,1617	0,360	0,1532	0,565	0,1386	0,770	0,0978
0,165	0,1615	0,365	0,1529	0,570	0,1381	0,775	0,0962
0,170	0,1613	0,370	0,1526	0,575	0,1376	0,780	0,0945
0,175	0,1611	0,375	0,1524	0,580	0,1371	0,785	0,0928
0,180	0,1610	0,380	0,1521	0,585	0,1365	0,790	0,0910
0,185	0,1608	0,385	0,1518	0,590	0,1360	0,795	0,0893
0,190	0,1606	0,390	0,1515	0,595	0,1354	0,800	0,0875
0,195	0,1604	0,395	0,1513	0,600	0,1348	0,805	0,0857
		0,400	0,1510	0,605	0,1342	0,810	0,0839

FLEXION COMPOSEE / DIMENSIONNEMENT ELU (SEC)



→ Si $\Psi_1 > 0,81$, on utilise le coefficient :
$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \Psi_1 \left(0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

La Section est Entièrement Comprimée (SEC) si $\chi < 0,19$

Cas 1: $\chi > 0 \Rightarrow A_s = 0$ et $A'_s \neq 0$; on choisit $\epsilon'_s = 2.10^{-3} \left[1 + \left(3 - 7 \frac{d'}{h} \right) \frac{\sqrt{\chi}}{1,75} \right]$ et $\sigma'_s = f(\epsilon'_s)$

On aura :
$$A'_s = \frac{N_u - (1 - \chi) b h f_{bc}}{\sigma'_s}$$

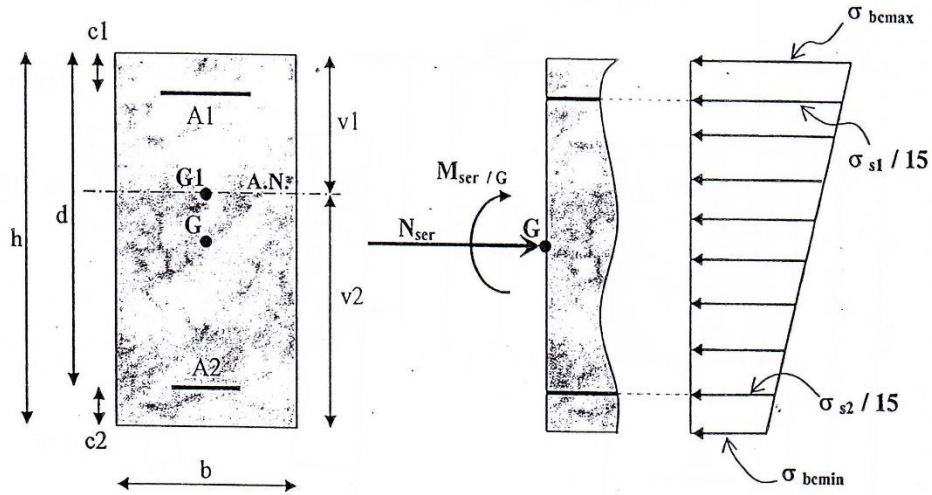
Cas 2: $\chi \leq 0 \Rightarrow A_s \neq 0$ et $A'_s = 0$;

On choisit $\epsilon_{bc} = \epsilon_s = \epsilon'_s = 2.10^{-3}$, ce qui donne $\sigma'_{bc} = f_{bc}$ et $\sigma_s = \sigma'_s = \sigma_{s,2.10^{-3}}$

on aura :
$$A'_s = \frac{M_{As} - b h f_{bc} \left[d - \frac{h}{2} \right]}{(d - d') \sigma_{s,2.10^{-3}}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_{s,2.10^{-3}}} - A'_s$$

FLEXION COMPOSEE / VERIFICATION ELS / CAS SEC :

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc \max} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$



G : Centre de gravité du béton seul
 G₁ : Centre de gravité de la section avec armatures

Section homogénéisée $\rightarrow S = b h + 15 (A_1 + A_2)$

Position de l'Axe Neutre $\rightarrow v_1 = \frac{\frac{1}{2} b h^2 + 15 (A_1 c_1 + A_2 d)}{S}$

Moment d'inertie /Axe Neutre $\rightarrow I_{G1} = \frac{1}{3} b h^3 + 15 (A_1 c_1^2 + A_2 d^2) - S v_1^2$

M_{ser} / Axe Neutre $\rightarrow M_{ser/G1} = M_{ser/G} - N_{ser} (\frac{h}{2} - v_1)$

Finalement :

$$\sigma_{bc \max} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser/G1}}{I_{G1}} \cdot v_1$$

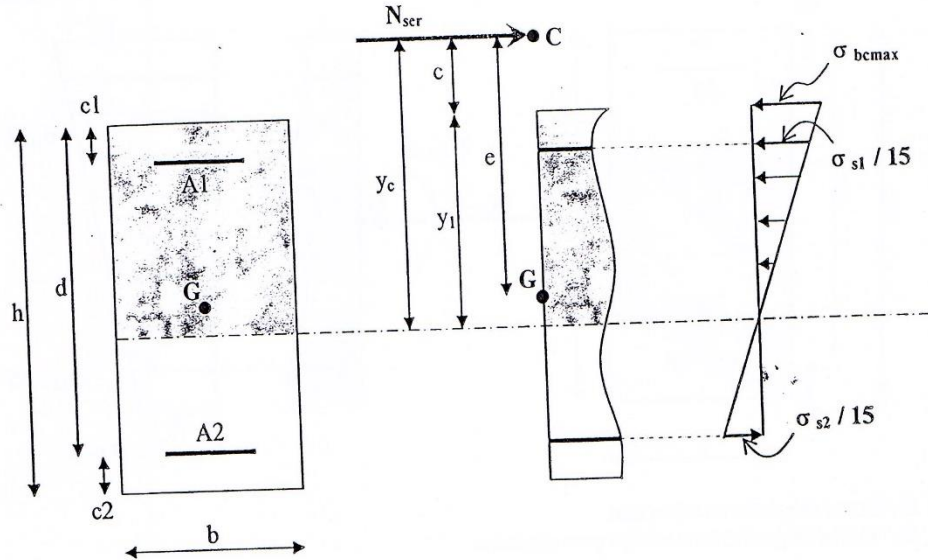
$$\sigma_{bc \min} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser/G1}}{I_{G1}} \cdot v_2$$

Dans l'hypothèse d'une SEC, on doit avoir : $\sigma_{bc \min} \geq 0$ c'ad $\frac{M_{ser/G1}}{N_{ser}} \leq \frac{I_{G1}}{S (h - v_1)}$

Si cette dernière inégalité n'est pas vérifiée, c'est le cas SPC.

FLEXION COMPOSEE / VERIFICATION ELS / CAS SPC :

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc \max} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ avec $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$
 et $\sigma_{s2} \leq \overline{\sigma}_s$



$$e = \frac{M_{ser/G}}{N_{ser}} \quad ; \quad c = e - \frac{h}{2}$$

Calcul de y_1 : on cherche d'abord la racine y_c de l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$ avec :

$$p = -3c^2 + \frac{90 A_1}{b} (c + c_1) + \frac{90 A_2}{b} (c + d)$$

$$q = 2c^3 - \frac{90 A_1}{b} (c + c_1)^2 - \frac{90 A_2}{b} (c + d)^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3} \right)^3$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : y_c = -(A+B) \text{ avec } A = \sqrt[3]{\frac{q + \sqrt{\Delta}}{2}} \text{ et } B = \sqrt[3]{\frac{q - \sqrt{\Delta}}{2}}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 : \varphi = \text{Arccos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \text{ avec } \varphi \text{ en radians}$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right]$$

d'où $y_1 = y_c - c$

Finalement :
$$\sigma_{bc\max} = \frac{N_{ser} \cdot y_1}{\frac{b y_1^2}{2} + 15 A_1 (y_1 - c_1) - 15 A_2 (d - y_1)}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \sigma_{bc\max} \frac{y_1 - c_1}{y_1}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \sigma_{bc\max} \frac{d - y_1}{y_1}$$

ELS / CONTRAINTES LIMITES :

→ contrainte limite de compression du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

→ contrainte limite de traction de l'acier :

$$\text{si fissuration} \begin{cases} \text{non préjudiciable : pas de limite} \\ \text{préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} \\ \text{très préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = 0,8 \xi \end{cases}$$

$$\text{avec } \eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les barres HA avec } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1,3 & \text{pour les fils avec } \phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					