



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université d'El-oued
Faculté de technologie
Département d'hydraulique et de génie civil

MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme du master en génie civil

Option : Matériaux en génie civil

THÈME

**Étude d'un bâtiment R+8 à usage
d'habitation contreventé par voiles-portiques
en béton armé**

Dirigé par :
Mr. KAAB Mohamed Zohair

Présenté par :
Mlle. KEBKOUB Khawla
Mr. SOUADKIA Ismail

Promotion : Juin 2019

Remerciements

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier Mr. KAAB MOHAMED ZOHAIR pour son aide et ces conseils judicieux durant l'élaboration de cet ouvrage.

Mes vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de m'avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

Ma gratitude et mes chaleureux remerciements s'adressent également à tous les enseignants de génie civil.

En fin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous ceux et celles qui de près ou de loin, nous ont porté aides et encouragements.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (08) étages, implanté dans la wilaya de BISKRA. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99/V2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première partie entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles, l'escalier, le balcon, l'ascenseur et l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel ROBOT millénium afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique).

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondations).

Abstract

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building used for residential consists of a ground floor + (08) floors, implanted in the wilaya of BISKRA. This region is classified as seismic zone I according to the RPA99/V2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99/v2003, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, balcony, elevator & parapet).

The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by software ROBOT millennium to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (columns, beams, walls sails & foundation).

المخلص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق أرضي زائد ثمانية (08) طوابق، بولاية بسكرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية I حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99) اشتملت الدراسة على أربعة أجزاء:

الجزء الأول يبدأ بالوصف العام للمشروع مع عرض لخصائص المواد، ثم إعطاء الأبعاد الأولية لعناصر البناية مع إعطاء حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (الروافد الثانوية، السلم، الشرفة، المصعد و الجدار الواقئ).

الجزء الثالث يشتمل على الدراسة الديناميكية للبناية باستعمال برنامج ROBOT millénium الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تساعد على حساب تسليح مختلف العناصر الحاملة في البناية.

الجزء الأخير يتضمن الأجزاء الحاملة في البناية (الأعمدة، الروافد، الجدران الحاملة والأساسات).

Table des matières

Introduction générale	01
Chapitre I : Généralités	02
I.1- Introduction	02
I.2- Description de projet	02
I.2.1- Caractéristiques géométriques	02
I.2.2- Description technique du bâtiment	05
I.3- Données de base	05
I.3.1- Règlements utilisés	06
I.3.2- indications générales sur les règles BAEL 91	06
I.3.2.1- Notion d'états limites	06
I.3.2.2- ELU et ELS	06
I.3.3- Nature des actions	07
I.3.4- sollicitations	07
I.3.4.1- Combinaisons d'actions	07
I.3.4.2- Hypothèse de calcul	08
I.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux	09
I.4.1- Béton	09
I.4.1.1- caractéristique du béton	11
I.4.1.2- Dosage du Béton	14
I.4.2- Acier	19
I.5- Conclusion	21
Chapitre II : Pré-dimensionnement	22
II.1- Introduction	22
II.2- Pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage	22
II.2.1- Les poutres	22
II.2.2- Les poteaux	24
II.2.3- Les voiles	25
II.2.4- Les planchers	25
II.2.4.1- Les planchers à corps creux	25
II.2.4.2- Les dalles pleines (Balcon)	27

II.2.5- Les escaliers	27
II.3- Évaluation des charges	30
II.3.1- Charges permanentes	30
II.3.2- Charges d'exploitations	32
II.3.3- Descente de charges	32
II.3.4- Vérification	35
II.4- Conclusion	38
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	39
III.1- Introduction	39
III.2- L'acrotère	39
III.3- Les planchers	45
III.3.1- Plancher à corps creux	45
III.3.2- Les dalles pleines (Balcon)	56
III.4- L'escalier	58
III.4.1- La volée	58
III.4.2- Le palier de repos	61
III.4.3- La poutre palière	63
III.5- La cage de l'ascenseur	66
III.6- Conclusion	72
Chapitre IV : Caractéristiques géométriques	73
IV.1- Introduction	73
IV.2- Centre de masse	73
IV.2.1- Définition	73
IV.1.2- Calcul de centre de masse du bâtiment	75
IV.3- Centre de torsion	85
IV.4- Détermination de l'excentricité	90
IV.5- Détermination du poids total	91
IV.6- Conclusion	92

Chapitre V : Etude dynamique	93
V.1- Introduction	93
V.2- Objectif de l'étude dynamique	93
V.3- Modélisation de la structure étudiée	93
V.4- Combinaison d'action	94
V.5- Choix de la méthode de calcul	94
V.5.1- Méthode dynamique modale spectrale	94
V.5.2- Modélisation	95
V.5.3- Spectre de réponse de calcul	95
V.5.4- Modes de vibration et taux de participation des masses	97
V.5.5- Résultante des forces sismiques de calcul	99
V.5.6- Vérification des déplacements	100
V.6- Conclusion	101
 Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux	 102
VI.1- Introduction	102
VI.2- Les poteaux	102
VI.2.1- Calcul du ferrailage	102
VI.2.1.1- Vérification spécifique sous sollicitations normales	103
VI.2.1.2- Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	103
VI.2.1.3- Recommandations du RPA99/V2003	105
VI.2.1.4- Ferrailage à l'ELUR	106
VI.3- Les poutres	112
VI.2.1- Calcul du ferrailage	112
VI.2.1.1- Recommandations du RPA99/V2003	112
VI.2.1.4- Ferrailage à l'ELU	113
VI.4- Les voiles	120
VI.4.1- Calcul du ferrailage	120
VI.4.1.1- Recommandations du RPA99/V2003 (art 7.4.2)	120
VI.4.1.2- Vérification des contraintes tangentielles	121
VI.4.1.3- Ferrailage à l'ELUR	121

Chapitre VII : Étude de fondations	123
VII.1- Introduction	123
VII.2- Classification de fondations	123
VII.3- Stabilité de fondations	123
VII.4- Le choix de type de fondations	124
VII.5- Etude de radier nervuré	125
VII.5.1- Surface nécessaire pour le radier	125
VII.5.2- Pré dimensionnement du radier	126
VII.5.2.1- La nervure du radier	126
VII.5.2.2- La dalle du radier	127
VII.6- Ferrailage	129
VII.6.1- La dalle du radier	129
VII.6.2- Le débord	132
VII.6.3- La nervure	132
Conclusion générale	135

Liste des Tableaux

Chapitre I : Généralités

Tableau I.1 : Résultats d'analyse granulométrique du sable	15
Tableau I.2 : Module de finesse M_f	16
Tableau I.3 : Résultats d'analyse chimique du gravier	16
Tableau I.4 : Résultats d'analyse granulométrique du gravier	17

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau II.1- Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	30
Tableau II.2- Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant	30
Tableau II.3- Évaluation des charges dans la volée	31
Tableau II.4- Évaluation des charges dans le palier	31
Tableau II.5- Évaluation des charges dans les murs extérieures	31
Tableau II.6- Évaluation des charges dans les murs intérieures	31
Tableau II.7- La descente des charges	34
Tableau II.8- Calcul et vérification de la section des poteaux	37
Tableau II.9- Vérification au flambement	38

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1- Évaluation des charges revenant aux poutrelles	45
Tableau III.2- Les différents types de poutrelles	45
Tableau III.3- Sollicitations maximales des différents types de poutrelles	48
Tableau III.4- Sollicitations maximales de la poutrelle la plus sollicité	48
Tableau III.5- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU des poutrelles	50
Tableau III.6- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS des poutrelles	52
Tableau III.7- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU du balcon	56
Tableau III.8- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS du balcon	57
Tableau III.9- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de l'escalier	59
Tableau III.10- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de l'escalier	60
Tableau III.11- Évaluation de la flèche dans l'escalier	60
Tableau III.12- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU du palier	61
Tableau III.13- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS du palier	62

Tableau III.14- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la poutre palière	64
Tableau III.15- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la dalle de l'ascenseur	68
Tableau III.16- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la dalle de l'ascenseur	68
Tableau III.17- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la dalle de l'ascenseur	70
Tableau III.18- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la dalle de l'ascenseur	71

Chapitre IV : Caractéristiques géométriques

Tableau IV.1- Calcul de centre de masse du plancher terrasse	75
Tableau IV.2- Calcul de centre de masse du plancher d'étage courant	75
Tableau IV.3- Calcul de centre de masse des poutres principales du plancher terrasse	76
Tableau IV.4- Calcul de centre de masse des poutres principales d'étage courant	76
Tableau IV.5- Calcul de centre de masse des poutres secondaires du plancher terrasse	77
Tableau IV.6- Calcul de centre de masse des poutres secondaires d'étage courant	77
Tableau IV.7- Calcul de centre de masse des poteaux niveau8, 7 et 6	78
Tableau IV.8- Calcul de centre de masse des poteaux niveau5, 4 et 3	79
Tableau IV.9- Calcul de centre de masse des poteaux niveau2 et 1	79
Tableau IV.10- Calcul de centre de masse des poteaux niveau RDC	79
Tableau IV.11- Calcul de centre de masse des balcons du plancher terrasse	79
Tableau IV.12- Calcul de centre de masse des balcons du plancher d'étage courant	79
Tableau IV.13- Calcul de centre de masse des voiles d'étage courant	80
Tableau IV.14- Calcul de centre de masse des voiles de RDC	80
Tableau IV.15- Calcul de centre de masse des murs extérieurs d'étage courant	81
Tableau IV.16- Calcul de centre de masse des murs extérieurs niveau RDC	81
Tableau IV.17- Calcul de centre de masse de l'acrotère	82
Tableau IV.18- Calcul de centre de masse de l'escalier d'étage courant	83
Tableau IV.19- Calcul de centre de masse de l'escalier de RDC	83
Tableau IV.20- Récapitulatif des résultats niveau8 (terrasse)	83
Tableau IV.21- Récapitulatif des résultats niveau7 et 6	84
Tableau IV.22- Récapitulatif des résultats niveau5, 4 et 3	84
Tableau IV.23- Récapitulatif des résultats niveau2 et 1	84
Tableau IV.24- Récapitulatif des résultats niveau RDC	85
Tableau IV.25- Centre de masse de chaque niveau	85
Tableau IV.26- Calcul de centre de la rigidité des niveau8, 7 et 6 sens longitudinal	86

Tableau IV.27- Calcul de centre de la rigidité des niveau5, 4 et 3 sens longitudinal	86
Tableau IV.28- Calcul de centre de la rigidité des niveau2 et 1 sens longitudinal	87
Tableau IV.29- Calcul de centre de la rigidité du niveau RDC sens longitudinal	87
Tableau IV.30- Calcul de centre de la rigidité des niveau8, 7 et 6 sens transversal	88
Tableau IV.31- Calcul de centre de la rigidité des niveau5, 4 et 3 sens transversal	88
Tableau IV.32- Calcul de centre de la rigidité des niveau2 et 1 sens transversal	89
Tableau IV.33- Calcul de centre de la rigidité du niveau RDC sens transversal	89
Tableau IV.34- Calcul de centre de torsion	90
Tableau IV.35- Centre de torsion de chaque niveau	90
Tableau IV.36- L'excentricité	91
Tableau IV.37- Les charges permanentes	91
Tableau IV.38- Les charges d'exploitations	92
Tableau IV.39- Le poids total de chaque niveau	92

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau V.1- Taux de participation des masses	97
Tableau V.2- Vérification de la résultante sismique	100
Tableau V.3- Déplacements correspond à la combinaison des charges ELA (G+Q+EX)	101

Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

Tableau VI.1- Vérification des poteaux sous sollicitations normales	103
Tableau VI.2- Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	104
Tableau VI.3- Sollicitations dans les poteaux suivant la combinaison plus sollicitée	104
Tableau VI.4- Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	105
Tableau VI.5- Les armatures longitudinales dans les poteaux	107
Tableau VI.6- Les armatures transversales dans les poteaux	108
Tableau VI.7- Vérification au flambement des poteaux	109
Tableau VI.8- Vérification des contraintes	110
Tableau VI.9- Récapitulatif des résultats de ferrailage longitudinal à l'ELU des poutres ...	114
Tableau VI.10- Vérification des contraintes tangentielles	115
Tableau VI.11- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant	115
Tableau VI.12- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de l'escalier	116

Tableau VI.13- Moments résistants dans les poteaux	119
Tableau VI.14- Moments résistants dans les poutres	119
Tableau VI.15- Ferrailage du voile	122

Chapitre VII : Étude de fondations

Tableau VII.1- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la dalle du radier	130
Tableau VII.2- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la dalle du radier	131
Tableau VII.3- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU du débord	132
Tableau VII.4- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la nervure	133
Tableau VII.5- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la nervure	134

Liste des figures

Chapitre I : Généralités

Fig I.1- Vue en plan RDC et étage courant	03
Fig I.2- Vue en élévation	04
Fig I.3- Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELU	13
Fig I.4- Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS	14
Fig I.5- Courbe granulométrique des granulats	18
Fig I.6- Diagramme contrainte-déformation d'acier	20

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Fig II.1- Détails des poutres	23
Fig II.2- Détail du poteau	24
Fig II.3- Schéma de la dalle à corps creux	25
Fig II.4- Schéma section en T	26
Fig II.5- Schéma statique de l'escalier	28
Fig II.6- Le poteau le plus sollicité	33

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Fig III.1- Schéma statique de l'acrotère	39
Fig III.2- Ferrailage de l'acrotère	44
Fig III.3- Schéma statique de poutrelles type 1	45
Fig III.4- Diagramme des sollicitations M et V	48
Fig III.5- Schéma de la table de compression	49
Fig III.6- Ferrailage des poutrelles	54
Fig III.7- Ferrailage de la table de compression	55
Fig III.8- Schéma statique de la console	56
Fig III.9- Ferrailage du balcon	57
Fig III.10- Vue en plan et coupes d'escalier	58
Fig III.11- Ferrailage de l'escalier	63
Fig III.12- Schéma statique de la poutre palière	63
Fig III.13- Ferrailage de la poutre palière	65
Fig III.14- Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique	66

Fig III.15- Schéma représentant la surface d'impacte	69
Fig III.16- Ferrailage de la dalle de l'ascenseur	72

Chapitre IV : Caractéristiques géométriques

Fig IV.1- Plan de coffrage du plancher d'étage courant	74
--	----

Chapitre V : Etude dynamique

Fig V.1- La courbe de spectre de réponse	96
Fig V.2- 1er mode de vibration	98
Fig V.3- 2ème mode de vibration	98
Fig V.4- 3ème mode de vibration	99

Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

Fig VI.1- Section d'un poteau	109
Fig VI.2- Schéma de ferrailage du poteau	111
Fig VI.3- Schéma de ferrailage des poteaux	111
Fig VI.4- Dispositions constructive des armatures des poutres	117
Fig VI.5- Section de ferrailage des poutres du plancher terrasse	117
Fig VI.6- Section de ferrailage des poutres d'étage courant	118
Fig VI.7- Ferrailage du voile	122

Chapitre VII : Étude de fondations

Fig VII.1- Types de fondations superficielles	123
Fig VII.2- Zone de contact poteau-radier	128
Fig VII.3- Schéma de ferrailage du radier général	131
Fig VII.4- Répartition des contraintes sur le débord	132
Fig VII.5- Schéma du ferrailage du débord	132
Fig VII.6- Schéma du ferrailage des nervures	132

Introduction générale :

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

Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière a :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister – pour des degrés de fiabilité – à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation ; pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (pour nous en Algérie, on se référant au RPA99/version 2003).

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de faible sismicité, un RDC et 8 étages à Biskra qui n'est pas encore réalisé.

Chapitre I : Généralités

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, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99/V 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2-Description du projet :

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'un bâtiment (R+8) de forme en plan irrégulière, à usage d'habitation (Groupe d'usage 2), contreventé par voiles et portiques. Cet ouvrage sera implanté dans une région classée selon Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V2003) comme zone de faible sismicité (Zone I) à wilaya de Biskra.

I.2.1- Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un rez-de-chaussée, 8 étages à hauteurs identiques et une terrasse inaccessible. La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur. Les dimensions du bâtiment sont :

Longueur totale $L = 22,50 \text{ m}$

Largeur totale $B = 21,20 \text{ m}$

Hauteur totale avec acrotère $H_t = 28,65 \text{ m}$

Hauteur de RDC $h_{RDC} = 3,57 \text{ m}$

Hauteur d'étage courant $h_{etage} = 3,06 \text{ m}$

Hauteur de l'acrotère $h_{acr} = 0,60 \text{ m}$

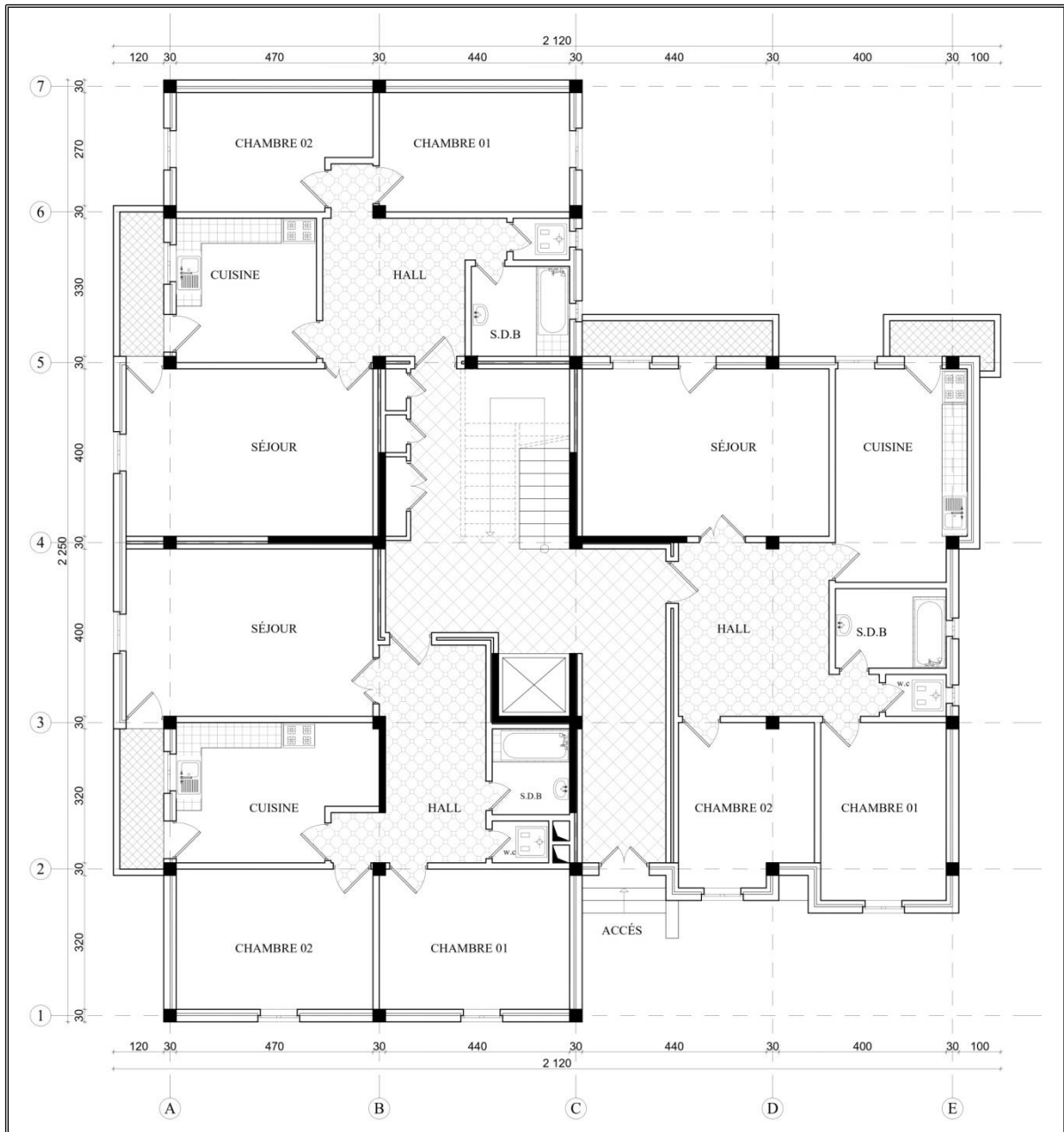


Fig I.1- Vue en plan RDC et étage courant.

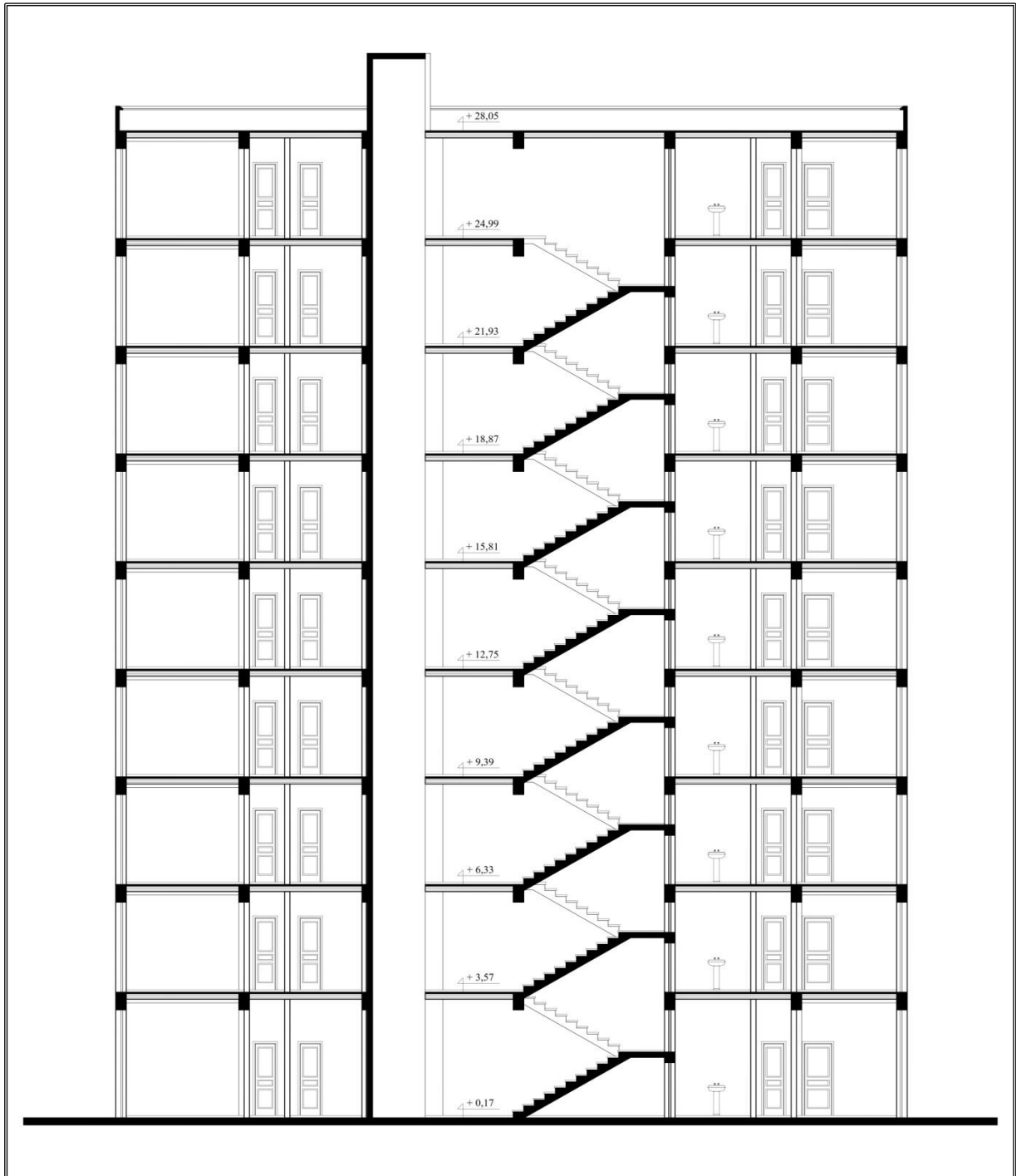


Fig I.2- Vue en élévation.

I.2.2- Description technique du bâtiment :

A/- Structure principale :

Notre bâtiment est contreventé par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles en béton armé.

B/- Structure secondaire :

- Les planchers seront semi pré fabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique ;
- Les portes à faux, ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur seront réalisées en dalles pleines.
- Escaliers en béton armé ;
- Acrotère en béton armé.

C/-Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs (cloisons de séparation) sont en simples parois réalisés en briques de 10 cm d'épaisseur.

D/- Revêtements :

- Le revêtement des murs est réalisé par mortier de ciment.
- Le revêtement des plafonds est réalisé par le gypse.
- Le revêtement du sol et escalier est réalisé par du carrelage.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

E/- Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

I.3- Données de bas:

I.3.1- Règlements utilisés :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1. Caractères des matériaux (NF EN 197-1/2000) et (NF EN 196-1) ;
2. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 révisées 99) ;
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) ;
4. Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/V2003) ;
5. Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2) .

I.3.2- Indications générales sur les règles BAEL 91:

I.3.2.1- Notion d'états limites : BAEL (art A.1)

Dans le domaine des constructions, un «état limite» est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action, et dans ce cas la structure ne répond plus aux fonctions pour lesquelles elle est conçue. On distingue deux états limites.

I.3.2.2- ELU et ELS :

Il est nécessaire de faire la distinction entre ces deux états qui sont à la base de tous les calculs de béton armé.

A/- Etat limite ultime :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y'a la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne le non rupture de l'ouvrage.
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

B/- Etat limite de service :

Il correspond à des critères dont le non respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas.

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.

- La corrosion des armatures insuffisamment protégés, compromettre la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétique d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.
- Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

I.3.3- Nature des actions :

A/- Action permanent :

- Poids propre des structures.
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage...).
- Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous sol).
- Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

B/- Action variable :

- Charges d'exploitation ;
- Charges climatiques (neige et vent) ;
- Charges appliquées en cours d'exécution ;
- Actions de la température climatique.

C/- Action accidentelle : Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

Les séismes (E), les explosions, les chocs et les incendie.

I.3.4- Sollicitations :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.3.4.1- Combinaisons d'actions :

- **Pour les planchers :** Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'ELU : $(1,35 G + 1,5 Q)$

A l'ELS : $(G + Q)$

Dans le cas des actions sismiques les combinaisons à pour fournir une meilleure résistance sont : (D'après RPA99/V2003)

- **Pour les poutres :**

- $G + Q + E$ (5-1) - $1,35 G + 1,5 Q$
- $0,8 G \pm E$ (5-2) - $G + Q$

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représenté par ses composantes horizontales.

- **Pour les poteaux :**

- $G + Q + 1,2 E$ (5-3)
- $0,8 G \pm E$

- **Pour les voiles :**

- $G + Q \pm 1,2 E$
- $0,8 G \pm E$

I.3.4.2- Hypothèse de calcul :

- **Etat limite ultime:**

Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent droites après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers ;
- Le raccourcissement ultime de béton est limité à :
 - $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$: Sections partiellement comprimées ;
 - $\varepsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$: Sections totalement comprimées «faible excentricité».
- L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à $\varepsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$;
- L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C ;
- Le diagramme de calcul des aciers est bilinéaire ;
- Le diagramme de calcul du béton est rectangulaire, sauf pour la section totalement comprimée.

- **Etat limite service :**

Les hypothèses de calcul sont :

- Les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable ;

- Le coefficient d'équivalence : $n = E_s/E_b = 15$;
- Les contraintes de compression, dans le béton, et contraintes de compression, et traction dans les aciers sont supposées proportionnelles à la déformation élastique « $\varepsilon_{cu} < 2 \text{ ‰}$ ».

I.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même, c'est-à-dire les efforts de traction, ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut, à lui seul, remplir ce rôle.

Dans l'association *Béton-Aciers* que forme le béton armé, on peut répartir schématiquement le rôle de chacun des constituants de la manière suivante :

- Le béton équilibre les efforts de compression ;
- L'acier équilibre les efforts de traction et, éventuellement, les efforts de compression si le béton ne peut y suffire à lui seul.

I.4.1- Béton :

Le béton est un mélange d'agrégats, de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

Le béton destiné au béton armé se différencie du béton ordinaire par son dosage et par la grosseur des granulats employés.

A/- Les granulats (ou agrégats) : sont des matériaux inertes (sables, gravillons, cailloux) provenant de roches naturelles ou artificielles utilisées telles quelles ou concassées. Ils représentent 60 à 80% du volume du béton et influencent fortement ses propriétés, le dosage et le coût des mélanges.

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches ; la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5 mm. Les sables peuvent être extraits du lit des rivières, des sablières, du rivage de la mer ou obtenus par broyage de roches dures (granit, quartzite, porphyre, calcaire). Le poids de 1m^3 de sable est d'environ 1600 kg.

Les graviers sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Les graviers peuvent être extraits du lit des rivières

(matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés). Le poids de 1 m³ de gravie est d'environ 1400 kg.

La granulométrie, c'est-à-dire la proportion des divers éléments entrant dans la composition du béton a une grande influence sur la résistance de ce dernier et, pour un ouvrage important, il est nécessaire d'étudier cette granulométrie en fonction des matériaux dont on dispose, d'abord d'une manière théorique, puis par des essais de résistance.

B/- Les ciments : sont des liants hydrauliques fabriqués à partir du clinker, du laitier, de la pouzzolane et des fillers. Les ciments sont répartis en quatre classes suivant la valeur de leur résistance à la compression à 28 jours : 35, 45, 55 et HP (haute performance). En outre des sous-classes sont généralement prévues selon la valeur de la résistance à la compression à 2 jours ; ces sous-classes sont désignées par R (prise rapide).

Les principaux ciments sont :

- Le ciment Portland artificiel (CPA) ;
- Le ciment Portland composé (CPJ) ;
- Le ciment de haut-fourneau (CHF) ;
- Le ciment de laitier au clinker (CLK).

Le choix du ciment est important puisqu'il donne les résistances au béton. On sait que les essais (norme EN 197-1) se font sur des prismes de 4x4x16 cm en mortier 1/3 ayant un rapport E/C = 0,50. On remarquera que ce rapport est le même que celui d'un béton moyen ayant un dosage de 350 kg de ciment et 175 litres d'eau par m³. La classe de résistance est la résistance de 28jours (25 Mpa).

C/- La teneur en eau : est la quantité d'eau totale ajoutée au mélange sec du béton. Elle est nécessaire pour l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et pour la facilité de mise en place du béton. L'eau de gâchage doit être propre ; on utilise de préférence l'eau de robinet, l'eau de puits ou l'eau de pluie. La quantité d'eau introduite dans la composition du béton influe sur sa résistance et son ouvrabilité. La quantité d'eau optimale dans un mélange est calculé par rapport à la quantité de ciment utilisé (le rapport Eau / Ciment). Il existe pour chaque béton et pour une mise en œuvre donnée une teneur en eau optimale donnant la résistance maximale. Cette teneur en eau est d'autant plus faible que le serrage est plus énergétique.

D/- Adjuvants : En poudre ou en liquide, ils sont incorporés au début, en cours ou en fin de malaxage d'un béton (en général moins du poids du ciment) pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais ou durci. Ils sont classés selon l'action principale qui les définit. On peut citer :

- Les fluidifiants (réducteurs d'eau) ;
- Les accélérateurs de prise (diminue le temps de prise du mélange en période hivernale) ;
- Le retardateur de prise (augmente considérablement le temps de prise des mortiers ou des bétons mis en œuvre par temps chaud).

E/- Le malaxage et mise en œuvre :

Un malaxage incomplet, insuffisant, est la cause d'un manque à gagner des résistances mécaniques pouvant atteindre 10 à 20%. *Une mise en place* énergique permet d'augmenter la compacité, de diminuer les vides, de partir d'un béton ayant moins d'eau. *Une vibration* bien étudiée permet d'obtenir des bétons de hautes résistances.

I.4.1.1- caractéristique du béton :

A/ Résistance caractéristique à la compression f_{cj} : BAEL91 (art A.2.1, 11)

Dans le cas courant, le béton est caractérisé de point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée : f_{c28} et choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 Mpa et au plus égale à 45 Mpa.

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

On prend :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

La résistance à la compression à j jours (f_{cj}) est donnée par :

Pour : $j < 28$ jours :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j = 28 \text{ jours}$$

On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la première formule ci-dessus pour $28 < j < 60$, avec $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ pour $j \geq 60$.

B/- Résistance caractéristique à la traction f_{tj} : BAEL91 (art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée : f_{tj} est déduite de celle à la compression par la relation :

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

Dans notre cas : $f_{i28} = 2,1 \text{ Mpa}$

C/- Déformation longitudinale du béton : BAEL91 (art A.2.1, 2)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 heures, on admet à défaut de mesure, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{ij} = 32\,164,20 \text{ Mpa}$$

On admet que, sous contraintes normales d'une longue durée d'application, le module de déformation différé est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ Mpa}$$

D/- Module de déformation transversale : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Elle se traduit par le coefficient de **Poisson** :

$$v = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de Poisson est pris égal à :

$$\begin{cases} v = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations ELU.} \\ v = 0.2 & \text{pour le calcul des déformations ELS.} \end{cases}$$

E/- Diagramme Déformation-Contrainte du béton: BAEL91 (art A.4.3, 4)

- **Etat limite ultime :**

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole- rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.

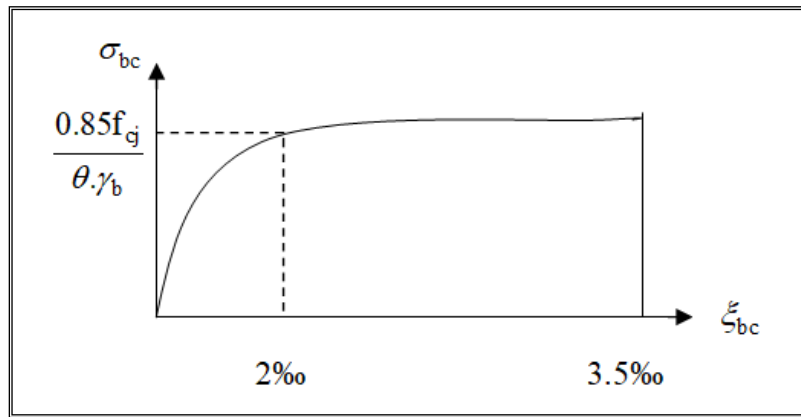


Fig I.3- Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELU

$$\varepsilon = 2\text{‰} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions :

$$\theta = 1 \quad t > 24h$$

$$\theta = 0,9 \quad 1h \leq t \leq 24h$$

$$\theta = 0,85 \quad t < 1h$$

γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton :

$\gamma_b = 1,15$ Pour les combinaisons accidentelles.

$\gamma_b = 1,5$ Pour les combinaisons fondamentales.

On a alors :

$$\gamma_b = 1,15 \text{ (action accidentelle)} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18,50 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (action courante)} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$$

- **Etat limite de service :**

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par σ_{bc} avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

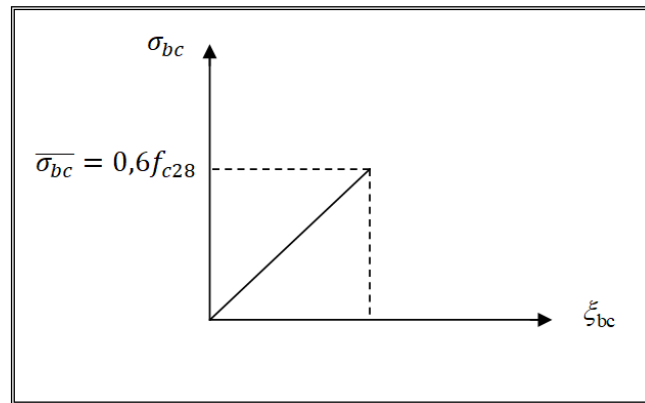


Fig I.4- Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS

I.4.1.2- Dosage du Béton :

Le dosage du béton est basé sur des facteurs suivants:

- Les dimensions de l'ouvrage.
- Densité du ferrailage.
- Résistance à 28 jours.
- On choisit un béton plastique (mise en œuvre facile).

Les essais des mesures de consistance du béton les plus courants sont l'essai d'affaissement et l'essai d'étalement.

A/- Dosage en ciment :

Dans notre projet on a deux types de ciments portés les notifications suivantes :

- CPJ-CEM II/B 42,5 N (NA 442) ciment AIN TOUTA, sa résistance nominale supérieure ou égale 42,5 Mpa.
- CPA-CEM I 42,5 ES conforme à la norme algérienne NA 443/2002. ciment CRS AIN TOUTA, sa résistance nominale supérieure ou égale 42,5 Mpa.

Le dosage en ciment est de 250 et 350 kg/ m³ de béton mis en œuvre.

Pour le béton de (350 kg/m³) on a 350 kg de ciment par 1m³ de béton, alors :

$$C = 350 \text{ kg.}$$

B/- Dosage en eau :

Des formules empiriques ont été proposées pour calculer la teneur en eau et en ciment à partir de dosage en ciment et la résistance de béton.

La plus connue est la formule de **Bolomey** :

$$R_b = G \times R_c \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right)$$

R_b : Résistance moyenne du béton à 28 jours, cette valeur doit ; par mesure de sécurité ; être supérieure de 15% à la résistance minimale en compression f_{c28} nécessaire à la stabilité de l'ouvrage.

$$R_b = f_{c28} \times 1,15 = 25 \times 1,15 = 28,75 \text{ MPa} = 287,5 \text{ bar}$$

G : coefficient granulaire = 0,5

R_c : Résistance moyenne du ciment par m³ de béton à 28 jours = 400 bar (EN 197-1)

C : masse de ciment par m³ de béton.

E : masse d'eau par m³ de béton.

Alors :

$$R_b = G \times R_c \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right) \rightarrow \frac{C}{E} = \frac{R_b}{G \times R_c} + 0,5 = \frac{287,5}{0,5 \times 400} + 0,5 = 1,9375$$

$$\rightarrow \frac{E}{C} = 0,516$$

$$\rightarrow E = \frac{E}{C} \times C = 0,516 \times 350 = 180 \text{ L}$$

$$E = 180 \text{ L}$$

C/- Dosage en granulats :

Sable : Le sable utilisé est un sable grossier 0/3 provenant de la région (ASSILA) assez propre (E.S = 67,9%). Son module de finesse = 2,58. Sa densité apparente est de 1780 kg/m³ et sa densité absolue est de 2710 kg/m³. Ce sable convenant parfaitement pour les bétons de qualité.

Les résultats des analyses du sable dans le laboratoire sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Résultats d'analyse granulométrique du sable.

Tamis (mm)	Refus en g	Refus cum en g	Refus cum en %	Tamises cum en %
5.0	5,0	5,0	1,00	99,00
2.5	64,5	69,5	13,90	86,10
1.25	100,9	170,4	34,08	65,92
0.63	92,8	263,2	52,64	47,36
0.315	98,3	361,5	72,30	27,70
0.160	62,3	423,8	84,76	15,24
0.080	74,3	498,1	99,62	0,38
fillers	1,9	500	100	0

- **Module de finesse :** est égale au 1/100^e de la somme des refus cumulés exprimée en pourcentage sur les tamis de la série suivante : 0.160 – 0.315 – 0.63 – 1.25 – 2.5 – 5mm.

Lorsque M_f est comprise entre :

- 1,8 et 2,2 : le sable est un peu trop fin ;
- 2,2 et 2,8 : on est en présence d'un sable préférentiel ;
- 2,8 et 3,3 : le sable est un peu trop grossier. Il donnera des bétons résistants mais moins maniables.

Tableau I.2 : Module de finesse M_f .

Tamis (mm)	% de refus cum	$M_f = 258,68/100$ $M_f = 2,58$
5.0	1,00	
2.5	13,90	
1.25	34,08	
0.63	52,64	
0.315	72,30	
0.160	84,76	

Caractéristiques géotechniques des graviers :

Gravier : classe 15/25, 8/15 et 3/8 concassés ou son plus grand diamètre est $D = 31,5$ mm, provenant de la région AIN TOUTA. La dureté de la roche est exprimée par un LOS-Anglos de moyenne de 19,6 %.

- GRAVIER 15/25 : sa densité apparente est de 1590 kg/m^3 et la densité absolue est de 2660 kg/m^3 .
- GRAVIER 8/15 : sa densité apparente est de 1580 kg/m^3 et la densité absolue est de 2640 kg/m^3 .
- GRAVIER 3/8 : sa densité apparente est de 1540 kg/m^3 et la densité absolue est de 2660 kg/m^3 .

Les résultats des analyses du gravier dans le laboratoire sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau I.3 : Résultats d'analyse chimique du gravier.

Ech.	Sulfate $\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$ %	CaSO_3 %	INSOLUBLE	Teneur en Silice
Gravier	-	94,82	-	5,00
Sable	0,257	9,58	90,00	-

Tableau I.4 : Résultats d'analyse granulométrique du gravier.

Caractéristiques	Valeurs
------------------	---------

	Tamis (mm)	Passant (%)			
		15/25	8/15	3/8	Sable
Granulométrie	31.5	100	100		
	25	98,6	100	-	-
	20	91,1	99,8	-	-
	16	21,3	90,0	-	-
	12.5	1,1	73,7	100	-
	10	0,3	52,0	98,67	-
	8	0,1	19,6	98,00	100
	6.3	-	2,3	86,00	100
	5	-	1,0	55,33	99,0
	4	-	0,8	31,83	95,5
	2.5	-	-	4,33	86,1
	1.25	-	-	0,83	65,9
	0.63	-	-	-	47,4
	0.315	-	-	-	27,7
	0.160	-	-	-	15,2
0.080	-	-	-	0,4	
Coef. D'aplatissement		12,2	15,5	17,6	-
Propriété		0,9	1,05	1,10	E.S = 67,9%
Coef. LOS-Angeles		22,5	23,3	22,6	-
Densité apparent		1,590	1,580	1,540	1,870
Densité absolue		2,660	2,640	2,660	2,710

On trace d'abord de la référence **OAB**, tel que l'abscisse du point **A** est situé au milieu du (segment graviers) limités par le module 38 (tamis 5) et le module correspondant à D, soit

$X = 11$ mm, sont ordonnée est :

- Point O : Abscisse = 0 Ordonnée = 0
- Point B : Abscisse = D Ordonnée = 100
- Point A : ses coordonnées sont définies de la manière suivante :
 - Abscisse = $D/2$ si $D < 20$ mm ;
 - Abscisse au milieu de segment gravillon limite par le tamis de 5 mm et le tamis correspondant à D si $D > 20$ mm
 - Ordonnée : $Y = 50 - \sqrt{D} + K$

K : terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité de serrage, de la forme des granulats et de module de finesse du sable.

Pour le ciment en dosage 350 kg/m^3 : $K = 2$; $D = 31,5 \text{ mm} \rightarrow Y = 46,39 \%$

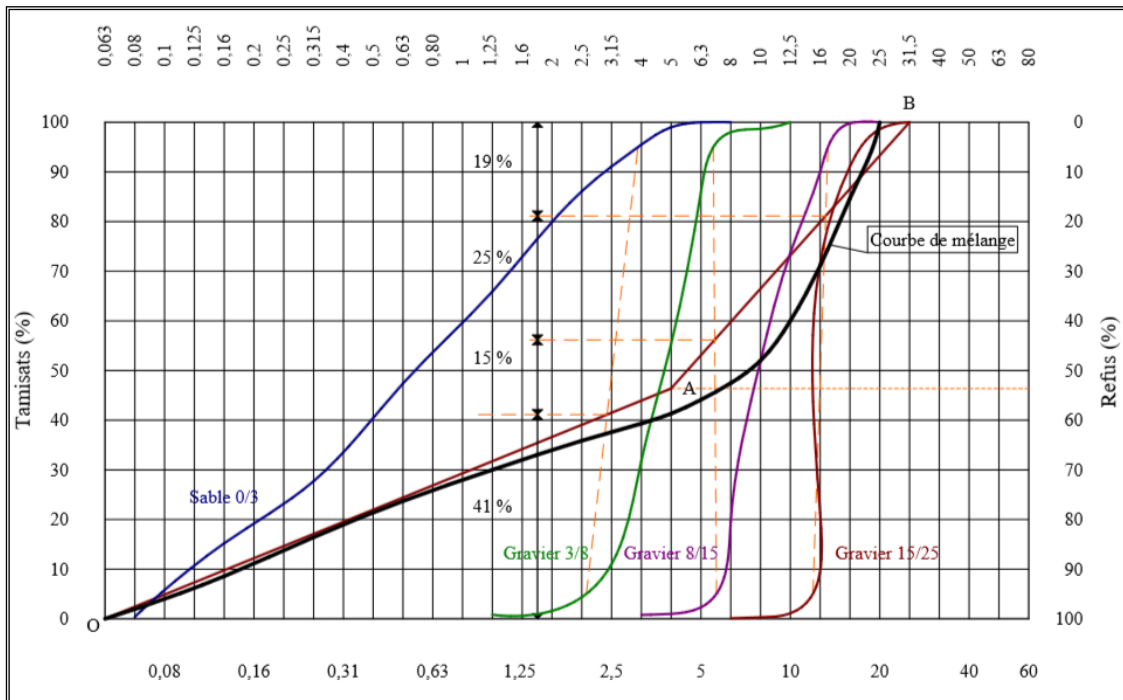


Fig I.5- Courbe granulométrique des granulats

Traçons les lignes de partage joignant les points à 5% et 95% des courbes successives les pourcentages en volume absolu sont pour chacun des granulats :

- Gravier de classe 15/25 : 19 %
- Gravier de classe 8/15 : 25 %
- Gravier de classe 3/8 : 15 %
- Sable : 41 %

- Détermination des masses de granulats :

Le volume absolu des compositions solide : $1000 \times (1 - 0,180) = 820 L$

A déduire le volume absolu du ciment : $350/3,1 = 113 L$

Volume absolu des granulats : $820 - 113 = 707 L$

En déduit :

- Masse sable : $\implies 0,41 \times 707 \times 2,710 = 786 \text{ kg/m}^3$
- Masse gravier 3/8 : $\implies 0,15 \times 707 \times 2,660 = 282 \text{ kg/m}^3$
- Masse gravier 8/15 : $\implies 0,25 \times 707 \times 2,640 = 467 \text{ kg/m}^3$
- Masse gravier 15/25 : $\implies 0,19 \times 707 \times 2,660 = 357 \text{ kg/m}^3$
- Masse ciment : $\implies = 350 \text{ kg/m}^3$
- Masse d'eau : $\implies = 180 \text{ kg/m}^3$
- Poids total $\implies = 2422 \text{ kg/m}^3$

D/- Dosage en adjuvant :

Selon la propriété recherchée pour le béton, on aura recours à l'adjuvant approprié (accélérateur de prise, plastifiant, entraîneur d'air, etc.). Compte tenu de la diversité des produits disponibles, on se conformera aux prescriptions du fabricant pour leur emplois leur dosage, et on vérifiera leur compatibilité avec le ciment.

E/ Conclusion :

Le dosage est fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée.

Pour obtenir une résistance à 28 jours de 25 Mpa, on utilisera pour 1 m³ de béton :

- $E/C = 0,516$
- Ciment : 350 kg/m³
- Eau : 180 L
- Sable : 786 kg/m³ ou bien 786/1,78 → $V_{app} = 442 L$
- Gravier 3/8 : 282 kg/m³ ou bien 282/1,54 → $V_{app} = 183 L$
- Gravier 8/15 : 467 kg/m³ ou bien 467/1,58 → $V_{app} = 296 L$
- Gravier 15/25 : 357 kg/m³ ou bien 357/1,59 → $V_{app} = 223 L$
- Masse adjuvant (1%) = 3,5 L/m³

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 kg/ m³ et 2500 kg/ m³.

I.4.2- ACIERS: BAEL91 (art A.2.2) & RPA99 (art 7.2)

L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

Excepté pour les armatures transversales, les armatures pour le béton armé des éléments principaux doivent être à haute adhérence, avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500 Mpa. L'allongement total relatif sous charge maximale spécifiée doit être supérieur ou égale à 5%.

Nous utilisons :

- Les barres à haute adhérence, symbole HA, de nuance Fe E 400 ($f_e = 400 Mpa$) pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structures ;
- Treillis soudés, symbole Ø, de nuance Fe500 dans la dalle de compression des poutrelles ;
- Les ronds lisses, symbole Ø, de nuance Fe E 235 ($f_e = 235 Mpa$).

Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

A/- Diagramme Déformations Contraintes : BAEL91 (art A.2.2, 2)

Le diagramme contrainte σ_s , déformation ε_s à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

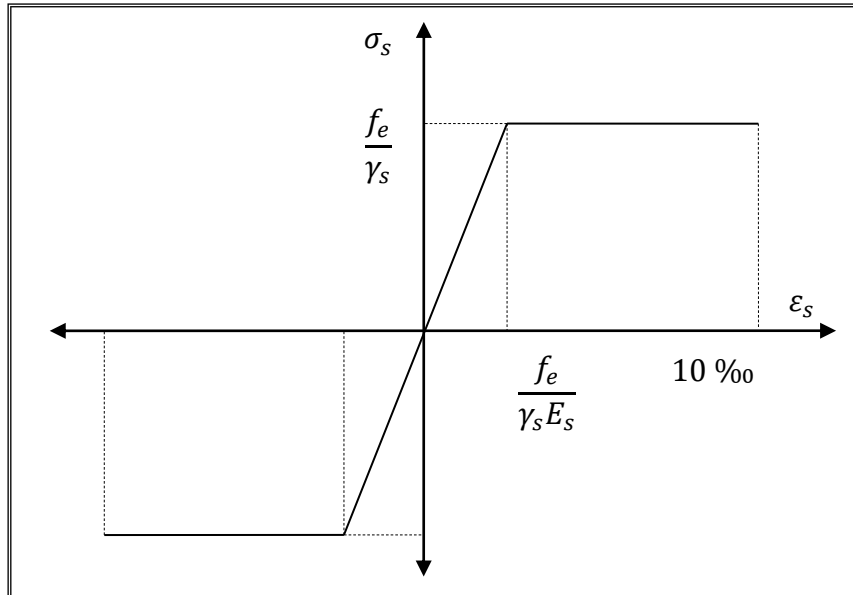


Fig I.6- Diagramme contrainte-déformation d'acier

f_e : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

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

$\gamma_s = 1$ dans le cas des situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ dans les autres cas.

B/- Contrainte limite de traction des aciers : BAEL (art A.4.5.3)

E.L.U :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \gamma_s = 1 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad (f_e = 400 \text{ Mpa})$$

$$\gamma_s = 1,15 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad (f_e = 400 \text{ Mpa})$$

E.L.S :

a. Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

b. Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ (Mpa)}$$

η : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

$\eta = 1,6$ pour aciers HA ($\phi \geq 6\text{mm}$).

$\eta = 1,6 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa (HA)}$

- Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ (Mpa)}$$

$\eta = 1 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 130,42 \text{ Mpa (RL)}$

$\eta = 1,6 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 150 \text{ Mpa (HA)}$

C/- Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$), est donnée par les expressions suivantes : BAEL91 (art A.5.1, 2)

- Fissuration non préjudiciable :

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

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2,50 \text{ Mpa}$$

- Les armatures inclinées à 45° :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ Mpa}\right) = 4,50 \text{ Mpa}$$

- Les dalles : BAEL91 (art A.5.2.2)

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa}$$

- Les voiles : RPA99/V2003 (art 7.7.2)

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

I.5- Conclusion :

Dans ce 1er chapitre, nous avons présenté la préinscription du projet avec toutes ses caractéristiques, Nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et règlement en vigueur. Le Chapitre suivant fera l'objet du Pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ouvrage.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1- Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, pour cela nous nous référons aux recommandations des règles (BAEL91) et (RPA99/V2003).

II.2- Pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage :

II.2.1- Les poutres : (RPA99/V2003) & (BAEL91)

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

- Les poutres principales (longitudinales) :
 - Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
 - Elles relient les poteaux.
 - Elles supportent la dalle.
- Les poutres secondaires (transversales) :
 - Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

A/- Les poutres principales :

- Condition de la portée : selon BAEL83 (Chapitre X.1)

La hauteur de la poutre :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) L_{max}$$

L_{max} : La plus grande portée, $L_{max} = 5,00$ m

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) 500 = (33,33 \div 50)$$

Donc on prend : $h = 50$ cm.

La largeur de la poutre :

$$b = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{2}\right) h = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{2}\right) 50 = (10 \div 25)$$

On prend la min de RPA : $b = 30$ cm.

▪ Les exigences du R.P.A99/V2003 :

➤ $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \text{ (C.V.)}$

➤ $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \text{ (C.V.)}$

➤ $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{50}{30} = 1,67 < 4 \text{ (C.V.)}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres principales : $(30 \times 50) \text{ cm}^2$.

B/- Les poutres secondaires (Chaînages) :

La hauteur de la poutre :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) L_{max} / L_{max} = 4,30 \text{ m}$$

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) 430 = (28,67 \div 43)$$

Donc on prend : $h = 30 \text{ cm}$.

La largeur de la poutre :

$$b = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{2}\right) h = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{2}\right) 30 = (6 \div 15)$$

On prend la min de RPA : $b = 30 \text{ cm}$.

Les exigences du R.P.A99/V2003 :

➤ $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \text{ (C.V.)}$

➤ $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm} \text{ (C.V.)}$

➤ $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \text{ (C.V.)}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

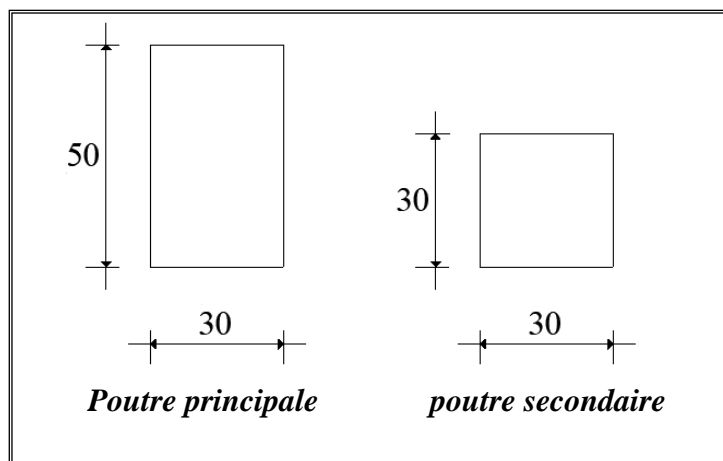


Fig II.1- Détails des poutres.

II.2.2- Les poteaux :

Les poteaux serrant dimensionnées par :

- La condition de non flambement BAEL91 (art B.8).
- Les conditions du RPA99/V2003.
- La descente de charge.

A/- La condition de non flambement :

L'élancement d'un poteau carré ($a = b$) :

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3} l_f}{a}$$

Avec :

l_f : La longueur de flambement = $0,7 l_0$

l_0 : La longueur libre du poteau = $3,57 - 0,50 = 3,07$ m.

Pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée on prend $\lambda \geq 35$, alors :

$$\lambda \geq 35 \rightarrow a \geq \frac{2\sqrt{3} \times (0,7 \times 307)}{35} = 21,27 \text{ cm}$$

Donc on prend $a = 30$ cm.

B/- Conditions du (RPA99/V2003) :

$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ en zones I et II $\rightarrow a = b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ (C.V.)

$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$ h_e : hauteur d'étage

$\frac{h_e}{20} = \frac{357}{20} = 17,85 \text{ cm}$ $\rightarrow a = b = 30 \text{ cm} > 17,85 \text{ cm}$ (C.V.)

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$ $\rightarrow \frac{a}{b} = 1$ (C.V.)

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poteaux :

$(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

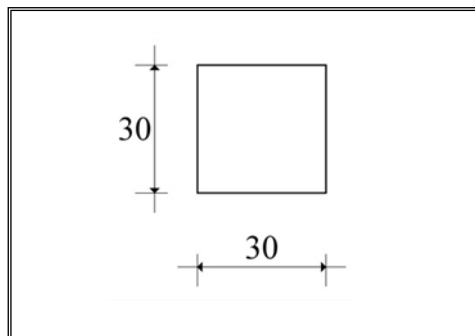


Fig II.2- Détail du poteau.

II.2.3- Les voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent (action climatique) ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

D'après le RPA/V2003, l'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $h_e = 357$ cm :

$$e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{357}{25} = 14,28 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } e = 15 \text{ cm.}$$

II.2.4- Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

On distingue deux type de plancher : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

II.2.4.1- Les planchers à corps creux :

Les planchers seront semi pré fabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

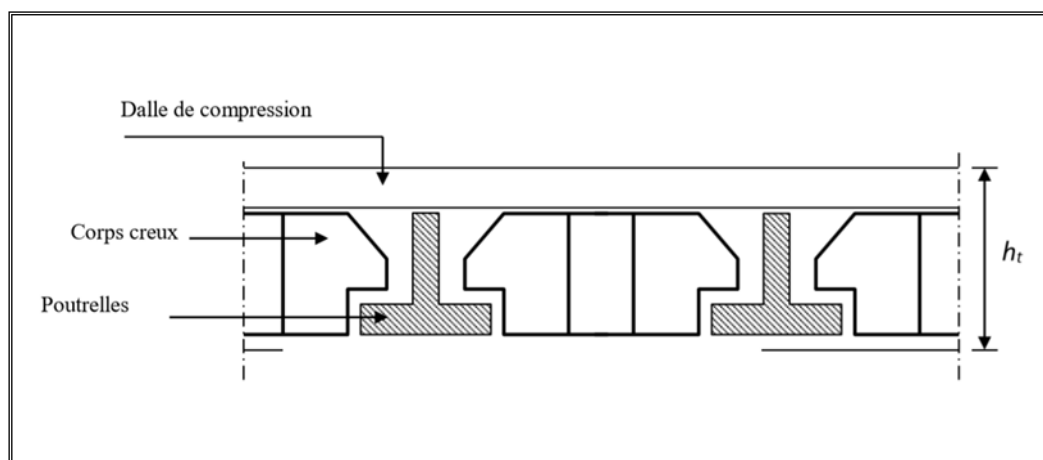


Fig II.3- Schéma de la dalle à corps creux.

La hauteur du plancher h doit vérifié la condition de la flèche suivante :

Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22,5$.

h : l'épaisseur de dalle comprise (la hauteur totale de section des poutrelles).

L : la plus grande portée parallèle aux poutrelles.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h \geq \frac{L}{22,5} = \frac{430}{22,5} = 19,11 \text{ cm}$$

Donc on prend $h = 20 \text{ cm}$ (16+4) pour tout les planchers.

4 cm dalle de compression et 16 cm corps creux. (Hauteur du hourdis)

Les poutrelles (nervures) :

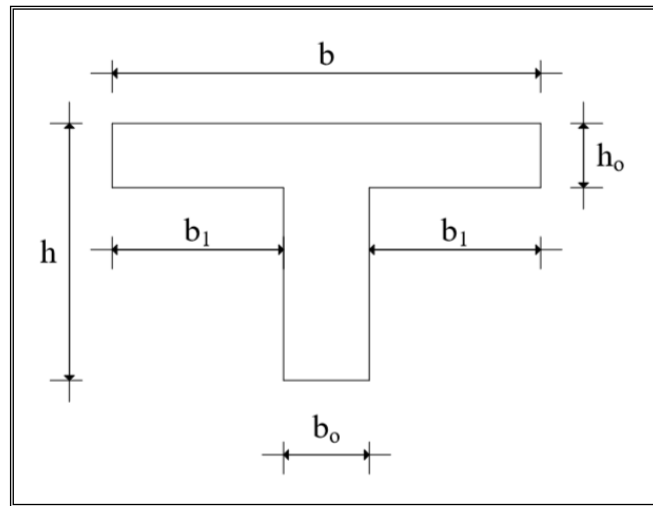


Fig II.4- Schéma section en T.

$$b_0 = (0,6 \div 0,4)h = (0,6 \div 0,4)20 = (12 \div 8) = 10 \text{ cm}$$

Donc $b_0 = 10 \text{ cm}$.

- Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

La largeur de la table est donnée par les conditions suivantes : BAEL91 (art A.4.1, 3).

$$b_1 = \min\left(\frac{L_h}{2}; \frac{L}{10}\right) = \min\left(\frac{55}{2}; \frac{430}{10}\right) = \min(27,5; 43) \rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

L_h : la distance entre les voisines de deux nervures consécutives.

L : la portée de la travée (la longueur de la nervure).

Donc on prend $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Alors : $b = 65 \text{ cm}$.

II.2.4.2- Les dalles pleines (Balcon) :

La dalle pleine se dimensionne comme une dalle pleine sur un seul appui.

Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des conditions suivantes :

➤ La condition de la résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L}{20} \quad L : \text{La longueur de la console, } L = 1,20 \text{ m} \rightarrow e \geq \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$$

➤ La condition de la résistance au feu :

$$e \geq 7 \text{ cm} \quad \text{Pour une heure de coupe feu}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{Pour deux heures de coupe feu}$$

➤ La condition de l'isolation phonique : $e \geq 13 \text{ cm}$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.5- Les escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. On à le même type d'escalier il à une forme droite et deux volées et d'un palier de repos.

Les caractéristiques géométriques de l'escalier :

On prend les dimensions suivantes :

La marche (giron) : $g = 30 \text{ cm}$;

La hauteur de la contre marche : $h = 17 \text{ cm}$.

Il faut vérifier les Condition d'accès facile suivants :

$$h = 17 \text{ cm} < 18 \text{ cm} \rightarrow (C.V.)$$

$$24 \leq g \leq 32 \rightarrow g = 30 \text{ cm} \rightarrow (C.V.)$$

Condition de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow (C.V.)$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

- Pour RDC : $H_t = 3,57 \text{ m}$

La hauteur de la volée : H

Nombre de marches : n

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{357}{17} = 21 \text{ marches (11 marches pour la 1er volée et 10 pour les 2ème)}$$

$$H_1 = 11 \times 17 = 187 \text{ cm}$$

$$H_2 = 10 \times 17 = 170 \text{ cm}$$

Longueur de l'escalier : L

$$1^{\text{er}} \text{ volée: } L_1 = g(n - 1) + l_{\text{palier}} = 30(11 - 1) + 130 = 300 + 130 = 330 \text{ cm}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ volée: } L_2 = 30(10 - 1) + l_{\text{palier}} = 270 + 130 = 300 \text{ cm}$$

Longueur de la paillasse : L_p

$$1^{\text{er}} \text{ volée: } L_p = \sqrt{(L^2 + (H - 17)^2)} = \sqrt{(300^2 + (187 - 17)^2)} = 344,82 \text{ cm}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ volée: } L_p = \sqrt{(270^2 + (170 - 17)^2)} = 310,34 \text{ cm}$$

- Etage courant : $H_t = 3,06 \text{ m}$

$$H = \frac{H_t}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm (pour 2 volées).}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marches pour chaque volée.}$$

$$L = g(n - 1) + l_{\text{palier}_1} + l_{\text{palier}_2} = 30(9 - 1) + 130 + 30 = 240 + 160 = 400 \text{ cm}$$

$$L_p = \sqrt{(L^2 + (H - 17)^2)} = \sqrt{(240^2 + (153 - 17)^2)} = 275,85 \text{ cm}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153 - 17}{240} = 0,57 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés : BAEL83 (Chapitre X)

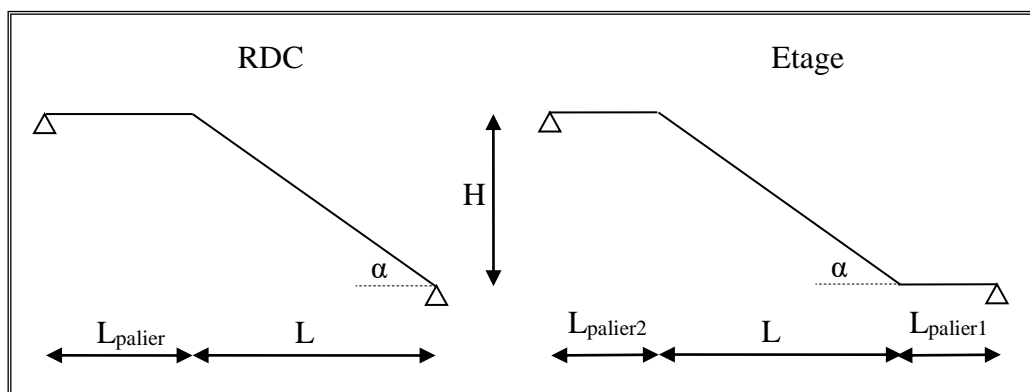


Fig II.5- Schéma statique de l'escalier.

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35} \right) L_{\text{max}}$$

$$\text{Pour RDC : } L = L_p + L_{\text{palier}} = 344,82 + 130 = 474,82 \text{ cm}$$

$$\text{Etage courant : } L = L_p + L_{\text{palier}_1} + L_{\text{palier}_2} = 275,85 + 130 + 30 = 435,85 \text{ cm}$$

Donc : $L_{max} = 474,82 \text{ cm}$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35} \right) 474,82 = (15,83 \div 13,57)$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

- Détermination de l'épaisseur du palier :

Le 1er palier de repos se dimensionne comme une dalle pleine sur un appui.

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{130}{20} = 6,5 \text{ cm}$$

La condition de l'isolation phonique : $e \geq 13 \text{ cm}$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

- Détermination de la poutre palière :

- Condition de la portée : selon BAEL83 (Chapitre X.1)

➤ La hauteur de la poutre palière :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 250 = (16,67 \div 25)$$

Donc on prend : $h = 30 \text{ cm}$.

➤ La largeur de la poutre palière :

$$b = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{2} \right) h = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{2} \right) 30 = (6 \div 15)$$

On prend la min de RPA : $b = 30 \text{ cm}$.

- Les exigences du R.P.A99/V2003 :

➤ $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \text{ (C.V.)}$

➤ $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm} \text{ (C.V.)}$

➤ $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \text{ (C.V.)}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions de la poutre palière : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

***Remarque :**

La section sera adoptée après avoir la descente de charge.

II.3- Évaluation des charges :

II.3.1- Charges permanentes :

Terrasse inaccessible :

Tableau II.1- Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments		e (m)	Poids (KN/m ²)
Complexe d'étanchéité	Gravillon de protection	0,050	1,00
	Multicouche d'étanchéité	0,020	0,12
	Isolation thermique	0,040	0,16
Forme de pente		0,100	2,20
Plancher à corps creux		0,200	2,85
Poutre principale		0,500	12,50
Poutre secondaire		0,300	7,50
Enduit de plâtre		0,020	0,20
G (plancher)			6,53
G (poutre principale)			16,18
G (poutre secondaire)			11,18

Étage courant :

Tableau II.2- Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments		e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation		0,100	1,40
Carrelage		0,020	0,40
Mortier de pose		0,020	0,40
Lit de sable		0,020	0,36
Plancher	Corps creux (16+4)	0,200	2,85
	Dalle pleine	0,150	3,75
Poutre principale		0,500	12,50
Poutre secondaire		0,300	7,50
Enduit de plâtre		0,020	0,20
G (plancher à corps creux)			5,61
G (plancher à dalle pleine)			6,51
G (poutre principale)			15,26
G (poutre secondaire)			10,26

Les escaliers :**A/- La volée :****Tableau II.3-** Évaluation des charges dans la volée.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Rovêtement horizontale	0,020	0,40
Rovêtement verticale	0,020	0,22
Mortier de pose	0,020	0,40
Lit de sable	0,020	0,36
Marches	0,17/2	1,87
Paillasse	0,15/(cos29,54)	4,31
Enduit de plâtre	0,02/(cos29,54)	0,23
	G	7,79

B/- Le palier :**Tableau II.4-** Évaluation des charges dans le palier.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Rovêtement horizontale	0,020	0,40
Mortier de pose	0,020	0,40
Lit de sable	0,020	0,36
Dalle en béton armé	0,150	3,75
Enduit de plâtre	0,020	0,20
	G	5,11

Murs extérieures (doubles parois en briques creuses) :**Tableau II.5-** Évaluation des charges dans les murs extérieures.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0,020	0,20
Briques creuses	0,150	1,30
Lame d'aire	0,050	0,00
Briques creuses	0,100	0,90
Enduit en ciment	0,020	0,36
	G	2,76

Murs intérieures :**Tableau II.6-** Évaluation des charges dans les murs intérieures.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0,020	0,20
Cloisons de séparation	0,100	1,00
Enduit de plâtre	0,020	0,20
	G	1,40

II.3.2- Charges d'exploitations : DTR (BC 2.2)

La charge d'exploitation à prendre pour la terrasse inaccessible est : $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre pour le plancher d'étage courant est : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est : $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre pour les escaliers est : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.3- Descente de charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Niveau8: Q_0 charge d'exploitation sur la terrasse

Niveau7 : Q_0+Q

Niveau6 : surcharge niveau7 + 0,9Q

Niveau5 : surcharge niveau6 + 0,8Q

Niveau4 : surcharge niveau5 + 0,7Q

Niveau3 : surcharge niveau4 + 0,6Q

Niveau2 : surcharge niveau3 + 0,5Q

Niveau1 : surcharge niveau2 + 0,5Q

Niveau RDC : surcharge niveau1 + 0,5Q

Le poteau le plus sollicité c'est P(B3)

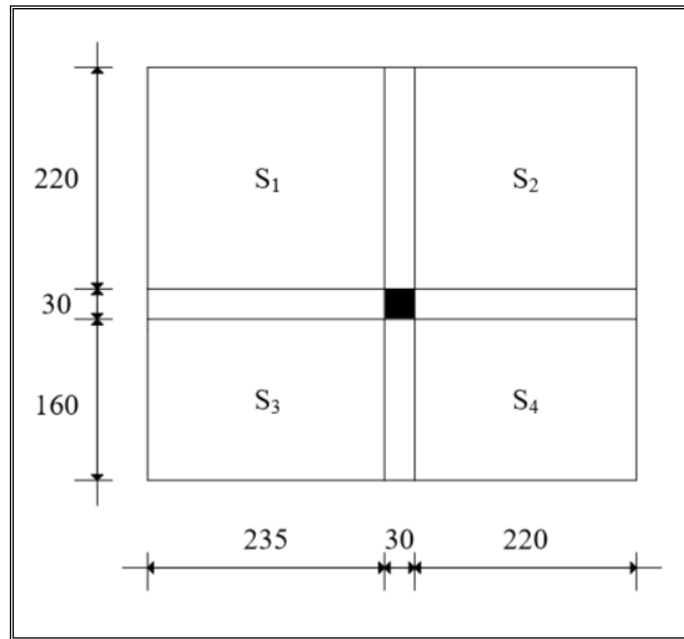


Fig II.6- Le poteau le plus sollicité.

Longueur pour la poutre principale :

$$L = 2,35 + 0,30 + 2,20 = 4,85 \text{ m}$$

Longueur pour la poutre secondaire :

$$L = 2,20 + 1,60 = 3,80 \text{ m}$$

Hauteur du poteau :

$$\text{RDC} : H = 3,57 - 0,50 = 3,07 \text{ m}$$

$$\text{Etage courant} : H = 3,06 - 0,50 = 2,56 \text{ m}$$

La surface afférente pour la charge permanente :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 17,29 \text{ m}^2$$

La surface pour la charge d'exploitation :

$$S_t = 4,10 \times 4,85 = 19,885 \text{ m}^2$$

Selon le DTR (BC 2.2) page 14 :

$$S_t = 19,885 \text{ m}^2 > 15 \text{ m}^2$$

La valeur unitaire de référence de la charge d'exploitation correspondant à une surface de référence, par simplification, il est permis de prendre pour les surfaces entre 15 et 50 m² la charge de référence elle-même.

Les résultats de la descente des charges du poteau P(B3) sont dans le tableau suivant :

Tableau II.7- La descente des charges.

Niveaux	Désignation	G (KN)	Q (KN)	Q cumulée
N8	Plancher terrasse	112,90	19,89	$Q_0 =$
	Poutre principale	23,54		19,89
	Poutre secondaire	12,75		
	Poteau	5,76		
	Mur boubles parois	19,21		
	Mur de 10 cm	21,06		
N7	Veanat de N8	195,22	29,83	$Q_0+Q =$
	Plancher à corp creux	97,00		29,83
	Poutre principale	24,53		
	Poutre secondaire	10,10		
	Poteau	5,76		
	Mur boubles parois	19,21		
	Mur de 10 cm	21,06		
N6	Veanat de N7	372,88	29,83	$Q_7+0,9Q =$
	Plancher à corp creux	97,00		29,83
	Poutre principale	24,53		
	Poutre secondaire	10,10		
	Poteau	5,76		
	Mur boubles parois	19,21		
	Mur de 10 cm	21,06		
N5	Veanat de N6	550,53	29,83	$Q_6+0,8Q =$
	Plancher à corp creux	97,00		29,83
	Poutre principale	24,53		
	Poutre secondaire	10,10		
	Poteau	5,76		
	Mur boubles parois	19,21		
	Mur de 10 cm	21,06		
N4	Veanat de N5	728,19	29,83	$Q_5+0,7Q =$
	Plancher à corp creux	97,00		29,83
	Poutre principale	24,53		
	Poutre secondaire	10,10		
	Poteau	5,76		
	Mur boubles parois	19,21		
	Mur de 10 cm	21,06		

N3	Veant de N4	905,85	29,83	Q4+0,6Q =
	Plancher à corp creux	97,00		139,20
	Poutre principale	24,53		
	Poutre secondaire	10,10		
	Poteau	5,76		
	Mur boubles parois	19,21		
	Mur de 10 cm	21,06		
N2	Veant de N3	1083,50	29,83	Q3+0,5Q =
	Plancher à corp creux	97,00		154,11
	Poutre principale	24,53		
	Poutre secondaire	10,10		
	Poteau	5,76		
	Mur boubles parois	19,21		
	Mur de 10 cm	21,06		
N1	Veant de N2	1261,16	29,83	Q2+0,5Q =
	Plancher à corp creux	97,00		169,02
	Poutre principale	24,53		
	Poutre secondaire	10,10		
	Poteau	5,76		
	Mur boubles parois	19,21		
	Mur de 10 cm	21,06		
RDC	Veant de N1	1438,82	29,83	Q1+0,5Q =
	Plancher à corp creux	97,00		183,94
	Poutre principale	24,53		
	Poutre secondaire	10,10		
	Poteau	6,91		
	Mur boubles parois	22,76		
	Mur de 10 cm	24,95		
G =		1625,06	Q =	183,94

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1\,625,06 + 1,5 \times 183,94 = 2\,469,74 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (art B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_u a 10%, telle que : $N_u = 1,1(1,35G + 1,5Q)$

$$\text{Donc : } N_u = 1,1 \times 2\,469,74 = 2\,716,71 \text{ KN}$$

II.3.4- Vérification :

➤ Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

B : section de béton (a x b)

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} = \frac{2\,716,71}{14,2 \times 10^3} = 0,19 \text{ m}^2$$

$$B = a^2 \rightarrow a \geq \sqrt{0,19} = 0,436 \text{ m}$$

On prend : $a = 45 \text{ cm}$.

➤ Vérification de la section du poteau : **conditions du (RPA99/V2003)**

$$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zones I et II} \rightarrow a = b = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad (C.V.)$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad h_e: \text{hauteur d'étage}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{357}{20} = 17,85 \text{ cm} \rightarrow a = b = 45 \text{ cm} > 17,85 \text{ cm} \quad (C.V.)$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{a}{b} = 1 \quad (C.V.)$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poteaux :
(45 x45) cm².

➤ Vérification au flambement : CBA (art B.8.4.1)

On doit faire la vérification suivante :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être ou plus égale a la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \geq N_{ucal}$$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ

L'élanement d'un poteau carré ($a = b$) :

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3} l_f}{a}$$

Avec :

l_f : La longueur de flambement = $0,7 l_0$

l_0 : La longueur libre du poteau égale à 3,07 m.

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}(0,7 \times 307)}{45} = 16,54 < 50$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{16,54}{35}\right)^2} = 0,81$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérique.

$$B_r = (a - 2)(b - 2) = (45 - 2)(45 - 2) = 1\,849 \text{ cm}^2$$

A : est la section d'acier comprime prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA})$$

Selon BAEL91 : La section des armatures doit être au moins égale à :

- 4 cm² par mètre de longueur du parement : $A_{s1} = 4 \times 3,57 = 14,28 \text{ cm}^2$
- 0,2% de la section de béton : $A_{s2} = 0,002 \times (45 \times 45) = 4,05 \text{ cm}^2$

$$A_{min}^{BAEL} : \max(A_{s1}; A_{s2}) = \max(14,28 ; 4,05) = 14,28 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/V2003 :

$$A_{min}^{RPA} = 0,8\% \quad / \text{ZONE I}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,008(45 \times 45) = 16,20 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max(A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = \max(14,28 ; 16,20) = 16,20 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0,81 \left[\frac{1\,849 \cdot 10^{-4} \times 25 \cdot 10^3}{0,9 \times 1,5} + 16,20 \cdot 10^{-4} \times \frac{400 \cdot 10^3}{1,15} \right]$$

$$= 3\,229,92 \text{ KN} > 2\,716,71 \text{ KN}$$

On remarque que $N_u > N_{ucal}$ donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

Calcul de la section des poteaux :

Tableau II.8- Calcul et vérification de la section des poteaux.

Niveaux	Poteaux	Nucal (KN)	B (m ²)	a (m)	Condition de RPA
N8, N7 et N6	Poteau de rive	593,65	0,04	0,30	V
	Poteau inter.	937,36	0,07	0,35	V
N5, N4 et N3	Poteau de rive	1163,14	0,08	0,30	V
	Poteau inter.	1825,68	0,13	0,40	V
N2, N1 et RDC	Poteau de rive	1728,60	0,12	0,35	V
	Poteau inter.	2716,71	0,19	0,45	V

Vérification au flambement :

Tableau II.9- Vérification au flambement.

Niveau	Poteaux	Section	Br (cm ²)	A (cm ²)	α	Nu	Nucal	Condition
N8, N7 et N6	de rive	30x30	784,00	12,24	0,79	1491,68	593,65	V
	inter.	35x35	1089,00	12,24	0,81	1974,63	937,36	V
N5, N4 et N3	de rive	30x30	784,00	12,24	0,79	1491,68	1163,14	V
	inter.	40x40	1444,00	12,80	0,82	2551,09	1825,68	V
N2, N1	de rive	35x35	1089,00	12,24	0,81	1974,63	1533,16	V
	inter.	45x45	1849,00	16,20	0,82	3287,29	2398,20	V
RDC	de rive	35x35	1089,00	14,28	0,79	1989,42	1728,60	V
	inter.	45x45	1849,00	16,20	0,81	3244,45	2716,71	V

On remarque que $N_u > N_{ucal}$ donc tous les poteaux ne risquent pas de flamber.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poteaux :

Poteaux intermédiaires :

- RDC, niveau1 et 2 : P1 (45 x 45) cm²
- Niveau3, 4 et 5 : P2 (40 x 40) cm²
- Niveau6, 7 et 8: P3 (35 x 35) cm²

Poteaux de rive et de coin :

- RDC, niveau1 et 2 : P3 (35 x 35) cm²
- Niveau3, 4 et 5 : P4 (30 x 30) cm²
- Niveau6, 7 et 8 : P4 (30 x 30) cm²

II.4- Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments de l'ouvrage a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères. Le Chapitre suivant fera l'objet d'étude des éléments secondaires de l'ouvrage.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1- Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

III.2- L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet de :

- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1,5 KN/ml due à la main courante ;
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".
- Une force horizontale F_p .

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

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

$$S = 0,60 \times 0,10 + 0,07 + 0,10 + \frac{0,03 \times 0,10}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

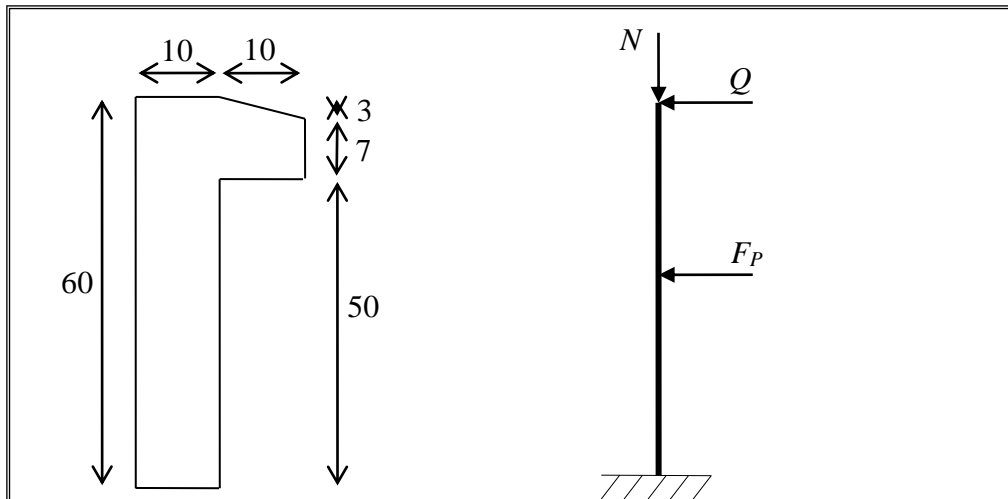


Fig III.1- Schéma statique de l'acrotère.

A/- Évaluation des charges :

39

- Poids de l'acrotère (pour un mètre linéaire) :

$$g_1 = 25 \times 0,0685 = 1,713 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre de l'enduit de ciment (2cm d'épaisseur) :

$$g_2 = 0,02 \times 18 \left(0,60 + 0,10 + \sqrt{0,10^2 + 0,03^2} + 0,07 + 0,10 + 0,50 \right) = 0,531 \text{ KN/ml}$$

- Poids totale de l'acrotère :

$$G = g_1 + g_2 = 1,713 + 0,531 = 2,244 \text{ KN/ml}$$

Poids totale de l'acrotère : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

- La force horizontale F_p est donné par la formule suivante : RPA99/V20003 (art 6.2.3)

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone (zone I, groupe d'usage 2, $A = 0,08$) ;

C_p : facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$) ;

W_p : poids de l'élément.

$$F_p = 4 A C_p W_p = 4 \times 0,08 \times 0,8 \times 2,244 = 0,574 \text{ KN}$$

B/- Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité de la section $G (X_g ; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,062 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,330 \text{ m}$$

La section la plus dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement (à la base), les sollicitations sont :

$$N_G = 2,244 \text{ KN}$$

$$M_G = 0$$

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$N_{Fp} = 0$$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_g = 0,574 \times 0,330 = 0,189 \text{ KN.m}$$

C/- Combinaison d'actions :

➤ E.L.U :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 2,244 = 3,029 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,900 \text{ KN.m}$$

➤ E.L.S :

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 2,244 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_G + M_Q = 0,600 \text{ KN.m}$$

D/- Calcul de l'excentricité à l'ELU :

Les sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,900}{3,029} = 0,297 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} \rightarrow e_0 > \frac{h}{2}$$

Donc : Le centre de pression se trouve en dehors de la section donc elle est partiellement comprimée (S.P.C), le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

D'après le BAEL99 (Article A.4.4) le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

On remplace l'excentricité réelle e_0 par une excentricité totale de calcul :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm ; l/250) \quad \text{BAEL91(art A4.3.5)}$$

l : longueur de la pièce = 60 cm ;

$$e_a = \max(2cm ; l/250) = \max(2cm ; 0,24) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\Phi) \quad \text{BAEL (art A4.3.5)}$$

l_f : longueur de flambement de la pièce ;

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ cm} \quad \text{BAEL91(art A8.3, 2)}$$

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement = 10 cm

α : le rapport du moment du premier ordre ;

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0$$

Φ : le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,10} \times 2 = 0,009 \text{ m}$$

Donc :

$$e = e_0 + e_\alpha + e_2 = 0,297 + 0,02 + 0,009 = 0,326 \text{ m}$$

E/- Calcul de ferrailage : BAEL91

On calcule les armatures à l'ELU, Puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$. L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit

$C = 3 \text{ cm}$ à partir de l'axe de l'armature.

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3,029 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 3,029 \times \left(0,326 + \frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 1,048 \text{ KN.m}$$

- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,048 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 7^2} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{BAEL83 page 32})$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0,8} = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,048 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0,434 \text{ cm}^2$$

La section à la flexion composée est :

$$A_s = A_u - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,434 - \frac{3,029 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,347 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérifications à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 0,23 \times \frac{2,1 \times 100 \times 8}{400} = 0,966 \text{ cm}^2 > A$$

$A_{min} > A_s \rightarrow$ on adopte $A = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- L'espaceur :

$$S_t \leq \min\left(3h; \frac{b}{3}\right) = \min(30; 33,33) = 30 \text{ cm}$$

- Vérifications de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{(F_p + Q)}{b \cdot d} = \frac{(0,574 + 1) \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,020 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad (C.V.)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification de l'adhérence : BAEL91 (art A.6.1, 21)

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3,14 \times 4 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{1,574 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28}$$

$\Psi = 1,5$ (les barres à haute adhérence)

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$\rightarrow \tau_{ser} = 0,25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{ser} = 2,835 \text{ Mpa} \quad (C.V.)$

- Vérifications à l'ELS :

$$N_s = 2,244 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,790 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,600}{2,244} = 0,267 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m} \rightarrow S.P.C$$

➤ Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{l'état limite de compression du béton}) \end{array} \right.$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad (\text{l'état limite d'ouverture des fissures})$$

Selon BAEL83 :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1$$

$$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1)$$

Détermination la position de l'axe neutre y_1 :

$$y_1 = y_2 + c$$

$$c = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{0,1}{2} - 0,267 = -0,217 \text{ m}$$

Calcul de y_2 :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0$$

$$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$= -3(-0,217)^2 + \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1}(0,07 + 0,217) = -0,137 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$= -2(-0,217)^3 - \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1}(0,07 + 0,217)^2 = -0,020 \text{ m}^3$$

$$y_2^3 - 0,137 \times y_2 - 0,020 = 0$$

Par tâtonnement : $y_2 = 0,24 \text{ m}$

$$y_1 = y_2 + c = 0,24 - 0,217 = 0,023 \text{ m}$$

$$S = \frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 1,11 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K = \frac{N_s}{S} = \frac{2,244}{2,46 \times 10^{-4}} = 20,22 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,47 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow (\text{C.V.})$$

$$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1) = 14,26 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \rightarrow (\text{C.V.})$$

- Les armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

- L'espacement :

$$S_t \leq \min\left(3h ; \frac{b}{3}\right) = \min(30 ; 20) = 20 \text{ cm}$$

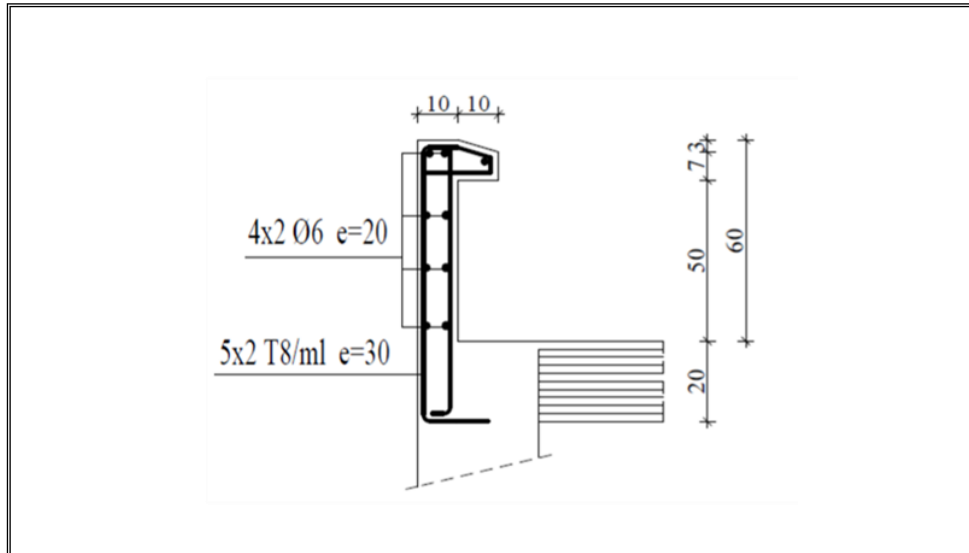


Fig III.2- Ferrailage de l'acrotère.

III.3- Les planchers

III.3.1- Plancher à corps creux :

Pour les planchers à corps creux le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

A/- Évaluation des charges revenant aux poutrelles :

$$p_u = 1,35G + 1,5Q \quad , \quad q_u = b \cdot p_u = 0,65 p_u (KN/ml)$$

$$p_s = G + Q \quad , \quad q_s = 0,65 p_s (KN/ml)$$

Tableau III.1- Évaluation des charges revenant aux poutrelles.

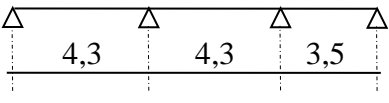
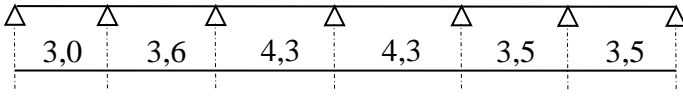
Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU (KN/ml)		ELS (KN/ml)	
			p_u	q_u	p_s	q_s
Terrasse	6,53	1,00	10,32	6,71	7,53	4,89
Étage	4,21	1,50	7,93	5,16	5,71	3,71

B/- Calcul des sollicitations maximales :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on applique la méthode forfaitaire (BAEL91).

Les différents types de poutrelles :

Tableau III.2- Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	

- Exemple de calcul : Étage courant (Poutrelles type 01)

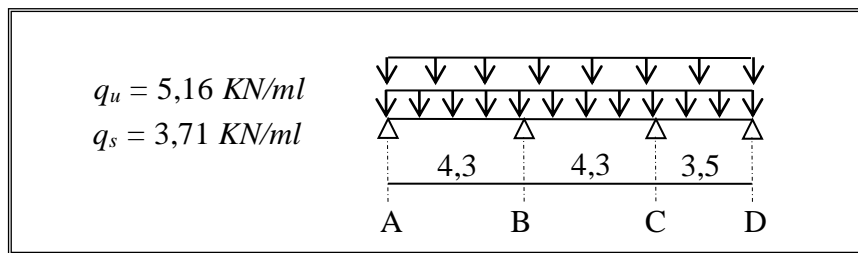


Fig III.3- Schéma statique de poutrelles type 1.

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Pour que la méthode soit applicable, il faut que : BAEL91 (art B.6.2)

➤ La méthode s'applique aux constructions ou la charge d'exploitation soit :

$$Q \leq \max(2G ; 5KN/m^2)$$

$$Q = 1,5KN/m^2 \leq 2G = 2 \times 4,21 = 8,42 KN/m^2 \rightarrow (C.V.)$$

➤ Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées ;

Les mêmes sections de poutrelles donnent les mêmes moments d'inertie (C.V.)

➤ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25$$

$$\frac{4,3}{4,3} = 1 \text{ et } \frac{3,5}{4,3} = 0,81 \rightarrow (C.V.)$$

➤ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

- Application de la méthode : BAEL91 (art E.1.2)

Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Travée (A - B) : } M_0^{AB} = \frac{q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{5,16 \times 4,3^2}{8} = 11,926 KN.m$$

$$\text{Travée (B - C) : } M_0^{BC} = \frac{q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{5,16 \times 4,3^2}{8} = 11,926 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (C - D) : } M_0^{CD} = \frac{q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{5,16 \times 3,5^2}{8} = 7,901 \text{ KN.m}$$

Les moments sur les appuis :

$$M_A = M_E = 0$$

$$\text{Le moment effectif : } M_A = 0,2 \times M_0^{AB} = 0,2 \times 11,926 = 2,385 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 \times M_0^{CD} = 0,2 \times 7,901 = 1,580 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \times \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = 0,5 \times 11,926 = 5,963 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \times \max(M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = 0,5 \times 11,926 = 5,963 \text{ KN.m}$$

Les moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{4,21 + 1,5} = 0,263$$

Travée (A - B) :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^{AB} ; 1,05M_0^{AB}]$$

$$\text{et } M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0^{AB} ; \text{Travée de rive}$$

$$\text{Avec : } M_g = M_A = 0 ; M_d = M_B = 5,963 \text{ KN.m} ; M_0^{AB} = 11,926 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{0 + 5,963}{2} \geq \max(12,867 ; 12,522) = 12,867 \text{ KN.m} \rightarrow M_t \geq 9,885 \text{ KN.m}$$

$$\text{et } M_t \geq 0,639 \times 11,926 = 7,621 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_t = 9,885 \text{ KN.m}$$

Travée (B - C) :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^{BC} ; 1,05M_0^{BC}]$$

$$\text{et } M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0^{BC} ; \text{Travée intermédiaire}$$

$$\text{Avec : } M_g = M_B = 5,963 \text{ KN.m} ; M_d = M_C = 5,963 \text{ KN.m} ; M_0^{BC} = 11,926 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{5,963 + 5,963}{2} \geq \max(12,867 ; 12,522) = 12,867 \text{ KN.m} \rightarrow M_t \geq 6,904 \text{ KN.m}$$

$$\text{et } M_t \geq 0,539 \times 11,926 = 6,428 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_t = 6,904 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (C - D) : } M_g = M_C = 5,963 \text{ KN.m} ; M_d = M_D = 0 ; M_0^{CD} = 7,901 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{5,963 + 0}{2} \geq \max(8,524 ; 12,53) = 8,524 \text{ KN.m} \rightarrow M_t \geq 5,543 \text{ KN.m}$$

et $M_t \geq 0,639 \times 7,901 = 5,049 \text{ KN.m}$; Travée de rive

Donc : $M_t = 5,543 \text{ KN.m}$

Les efforts tranchants : BAEL91 (art B.6.2, 11)

$$V_0 = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$\text{Travée (A - B) : } V_A = \frac{q_u \cdot l_{AB}}{2} = \frac{5,16 \times 4,3}{2} = 11,094 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,10 \times \frac{q_u \cdot l_{AB}}{2} = 1,10 \times \frac{5,16 \times 4,3}{2} = 12,203 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (B - C) : } V_B = V_D = 1,10 \times \frac{5,16 \times 4,3}{2} = 12,203 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (C - D) : } V_C = 1,10 \times \frac{5,16 \times 3,5}{2} = 9,933 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{5,16 \times 3,5}{2} = 9,030 \text{ KN}$$

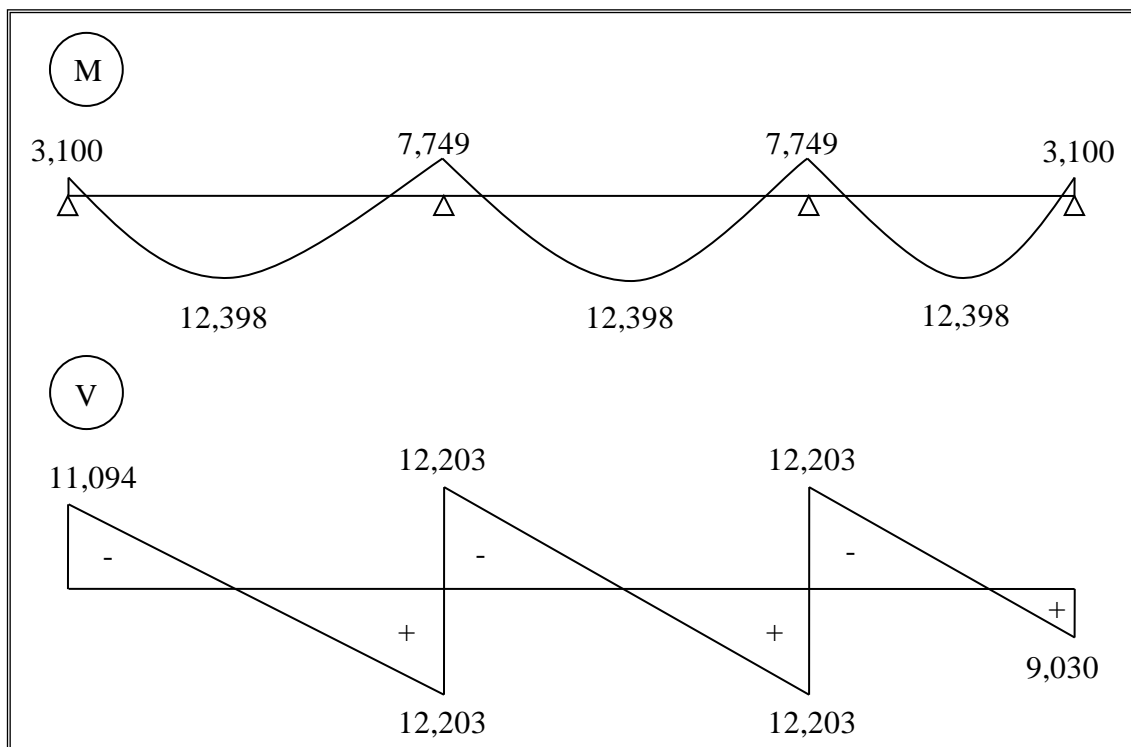


Fig III.4- Diagramme des sollicitations M et V.

Tableau III.3- Sollicitations maximales des différents types de poutrelles.

Type	Poutrelles du plancher terrasse						
	ELU				ELS		
	$M_{travée}$	M_{int}	M_{rive}	V_{max}	$M_{travée}$	M_{int}	M_{rive}

	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
Type 1	12,398	7,749	3,100	15,858	9,050	5,656	2,262
Type 2	10,073	6,200	2,053	15,858	7,353	4,525	1,500
Poutrelles des planchers étages courants							
Type 1	9,885	5,963	2,385	12,203	7,110	4,290	1,716
Type 2	8,096	4,770	1,580	12,203	5,823	3,431	1,137

C/- Ferrailage de poutrelles :

On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée.

Tableau III.4- Sollicitations maximales de la poutrelle la plus sollicitée.

ELU				ELS		
$M_{travée}$ (KN.m)	M_{int} (KN.m)	M_{rive} (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{int} (KN.m)	M_{rive} (KN.m)
12,398	7,749	3,100	15,858	9,050	5,656	2,262

La poutrelle est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

L'enrobage c :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}; \phi \geq \frac{h}{10} = \frac{10}{10} = 1 \text{ cm et } c_0 \geq 1 \text{ cm on prend: } \phi = 1 \text{ cm et } c_0 = 1 \text{ cm}$$

$$c \geq 1 + \frac{1}{2} = 1 + 0,5 = 1,5 \text{ cm} \rightarrow c = 2 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$L_h = 55 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

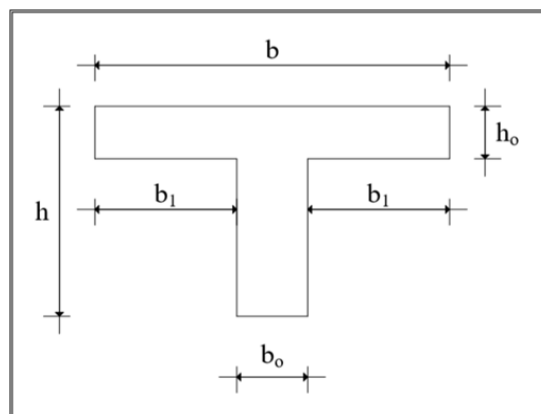


Fig III.5- Schéma de la table de compression (Section en T).

Calcul les armatures longitudinales à l'ELU :

- En travée :

Calcul le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59,07 \text{ KN.m} > M_t^u = 12,298 \text{ KN.m}$$

Alors la section est calculer comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur d .

$$\mu_u = \frac{M_t^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,298 \times 10^3}{14,2 \times 65 \times 18^2} = 0,041 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{BAEL83 page 32})$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0,8} = 0,052$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,398 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 2,02 \text{ cm}^2$$

- Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 0,23 \times \frac{2,1 \times 65 \times 18}{400} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t \quad (\text{C.V.})$$

On adopte $A = 3\text{T}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

• En appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Tableau III.5- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU des poutrelles.

Appui	$M_a^u (\text{KN.m})$	μ_u	μ_l	α	β	$A_a (\text{cm}^2)$	condition
Int	7,749	0,026	0,392	0,033	0,987	1,25	V
rive	3,100	0,010	0,392	0,013	0,995	0,50	V

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28} \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 0,23 \times \frac{2,1 \times 10 \times 18}{400} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_a$$

On adopte pour les appuis intermédiaires : $A = 2\text{T}10 = 1,57 \text{ cm}^2$ (une filante+un chapeau).

On adopte pour les appuis de rives : $A = 1\text{T}10 = 0,79 \text{ cm}^2$.

- Vérifications de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,858 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,881 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad (\text{C.V.})$$

Calcul des armatures transversales : BAEL91 (art A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right) ; \phi_l : \text{diamètre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) = \min(5,71; 10; 10) = 5,71 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm FeE235}$$

On adopte un épingle avec $A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

- L'espacement : BAEL91 (art A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} \dots \dots \dots (01)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 10} = 33,49 \text{ cm} \dots \dots \dots (02)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k)}{0,9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \rightarrow S_t \leq \frac{0,9A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k)} ; \alpha = 90^\circ$$

Flexion simple : $k = 1$

$$S_t \leq A_t \frac{0,9f_e}{b_0 \cdot \gamma_s(\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,9 \times 235}{10 \times 1,15 \times (0,881 - 0,3 \times 2,1)} = 41,76 \text{ cm} \dots \dots (03)$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_u : BAEL91 (art A.5.1)

• L'appui intermédiaire :

$$V_u \cdot 0,9d = 15,858 \times 0,9 \times 0,18 = 2,57 \text{ KN.m} < M_u$$

Alors au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les armatures longitudinales).

• L'appui de rive

$$A_l \geq V_u \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} = 15,858 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400 \times 10^2} = 0,456 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_l = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,456 \text{ cm}^2 \quad (C.V.)$$

- **Vérification de la liaison table-poutrelle : BAEL83**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 \cdot d} \cdot \frac{b_1}{bh_0} = \frac{15,858 \times 10^3}{0,9 \times 180} \times \frac{275}{650 \times 40} = 1,035 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad (C.V.)$$

Y'a pas de risque de rupture par cisaillement

- **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis (la bielle d'about) :**

BAEL91 (art A.5.1, 313)

$$V_u \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot \frac{b_0 \cdot 0,9d}{2} = 0,8 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} \times \frac{100 \times 0,9 \times 180}{2} = 108 \text{ KN} \quad (\text{C.V.})$$

- Vérification de l'adhérence : BAEL91 (art A.6.1, 21) :

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3,14 \times 4 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{15,858 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 0,78 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28}$$

$\Psi = 1,5$ (les barres à haute adhérence)

$$\overline{\tau_{ser}} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

→ $\tau_{ser} = 0,78 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{ser}} = 2,835 \text{ Mpa}$ (C.V.)

- Vérifications à l'ELS : (vérification des contraintes) BAEL91 (art A.4.5)

On doit vérifier :

- ✓ l'état limite d'ouverture des fissures : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
- ✓ l'état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
- ✓ État limite de déformation .

État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

État limite de compression du béton : BAEL83

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

- En travée :

Condition de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = 2,44 \times 10^{-5} \text{ m} > 0$$

Détermination la position de l'axe neutre y :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15A(d - y) = 0 \rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,92^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 3,92)^2 = 8323,04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9050}{8323,04} \times 3,92 = 4,26 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad (C.V.)$$

- En appuis :

Tableau III.6- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS des poutrelles.

M_{ser}	A (cm ²)	H (m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	condition
5,656	1,57	$1,9 \times 10^{-4}$	3,27	5867,3	3,15	15	V

État limite de déformation : BAEL (art B.6.5, 1)

Selon le BAEL91 et CAB93, si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{470} = 0,04 < \frac{1}{16} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Donc on doit faire une vérification de la flèche.

Évaluation forfaitaire des flèches : BAEL91 (art B.6.5, 2)

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

- Valeurs limites des flèches :

Pour une poutre inférieure à 5m la flèche admissible est de :

$$\Delta f_i \leq f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

Calcul des flèches :

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{f_{gv}}}; \quad f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{f_{ji}}}; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{f_{pi}}}; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{f_{gi}}}$$

Évaluation des moments en travée :

$$M_{gser} = 0,75 \times \frac{q_{gser} l^2}{8} = 0,75 \times \frac{(0,65 \times 4,21) \times 4,7^2}{8} = 5,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0,75 \times \frac{q_{jser} l^2}{8} = 0,75 \times \frac{(0,65 \times 3,85) \times 4,7^2}{8} = 5,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \times \frac{q_{pser} l^2}{8} = 0,75 \times \frac{(0,65 \times (4,21 + 1,5)) \times 4,7^2}{8} = 7,69 \text{ KN.m}$$

$E_i = 32\,164,20 \text{ Mpa}$: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10\,721,40 \text{ Mpa}$: Module de déformation longitudinale différée du béton.

I_f : Moment d'inertie fictif.

$$I_f = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène ; $y = 3,92 \text{ cm}$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s(y - d)^2 = 180\,354,61 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0131$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,30 \text{ Mpa}$$

Calcul la valeur de μ :

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

Les contraintes :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{5,67 \times 10^3 \times (18 - 3,92)}{8323,04} = 143,84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 131,54 \text{ Mpa} ; \sigma_{sp} = 195,09 \text{ Mpa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0131 \times 143,84 + 2,1} = 0,619 > 0 ; \mu_j = 0,592 ; \mu_p = 0,702$$

$$I_{fgv} = 1,1 \times \frac{180\,354,61}{1 + 1,3 \times 0,698} = 109\,884,29 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = 67\,831,79 \text{ cm}^4 ; I_{fpi} = 60\,413,93 \text{ cm}^4 ; I_{fgi} = 65\,831,30 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{5,67 \times 10^3 \times 470^2}{10 \times 10\,721,40 \times 109\,884,29} = 0,106 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = 0,052 \text{ cm} ; f_{pi} = 0,087 \text{ cm} ; f_{gi} = 0,059 \text{ cm} ;$$

$$\Delta f_i = 0,106 - 0,052 + 0,087 - 0,059 = 0,082 \text{ cm} < f_{adm} = 0,94 \text{ cm} \quad (C.V.)$$

Schéma de ferrailage

Le ferrailage des poutrelles est identique dans tous les étages.

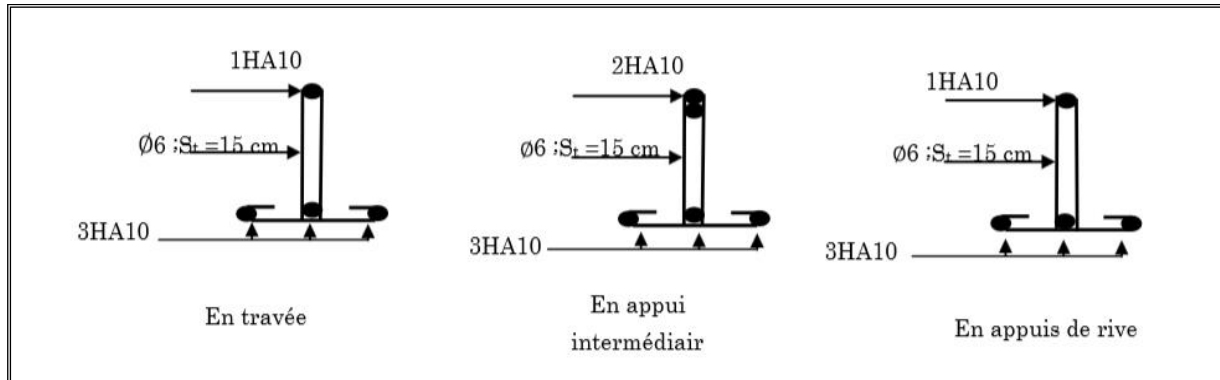


Fig III.6- Ferrailage des poutrelles.

D/- Ferrailage de la table de compression : BAEL91 (art B.6.8.4)

On utilise des treillis soudés de nuance $f_e = 500 \text{ Mpa}$

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

- Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : treillis soudés à mailles carrées de 150 mm

$7 \text{ Ø}6 / \text{ml} = 1,98 \text{ cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow S_t = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ Vérifiée.

$7 \text{ Ø}6 / \text{ml} = 1,98 \text{ cm}^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Vérifiée.

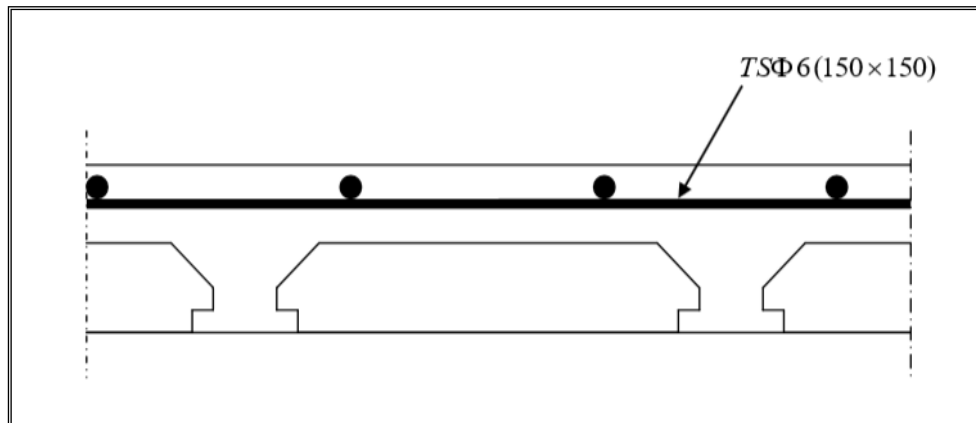


Fig III.7- Ferrailage de la table de compression.

II.3.2- Les dalles pleines (Balcon) :

Le balcon est considéré comme une console de longueur $L = 1,20$ m

A/- Évaluation des charges :

- G : Poids propre = $5,11 \text{ KN/m}^2$
- Q : Surcharge d'exploitation = $3,5 \text{ KN/m}^2$
- P : Charge concentrée due au poids des murs extérieurs (ou de l'acrotère)
 $= 2,76 \times h = 8,47 \text{ KN/m}$

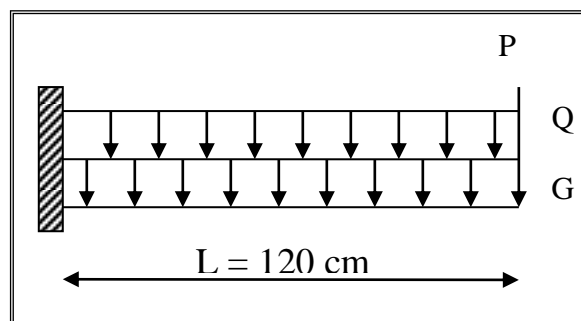


Fig III.8- Schéma statique de la console.

$$M_g = PL_x + \frac{gL^2}{2} = 13,85 \text{ KN.m}$$

$$M_q = \frac{qL^2}{2} = 2,52 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1,35M_g + 1,5M_q = 22,47 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_s = M_g + M_q = 16,37 \text{ KN.m}$$

B /- Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e \text{ cm}^2)$:

Tableau III.7- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU du balcon.

$M(\text{KN.m})$	μ_u	μ_l	α	β	$A (\text{cm}^2)$	A_{min}	A_{adopt}
22,47	0,094	0,392	0,123	0,951	5,22	1,57	5T12 = 5,65

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1,35(P + gL) + 1,5qL = 26,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0,20 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \quad (\text{C.V.})$$

- Les armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- L'espacement :

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq \min(3e ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Vérification à l'ELS :

État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.8- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS du balcon.

$M (\text{KN.m})$	$Y (\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$	condition
16,37	3,92	8995,21	7,14	15 Mpa	Vérifiée

Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression.

État limite de déformation : Vérification de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{120} = 0,17 > \frac{1}{16} \quad (C.V.)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} ; M_t = 0 \quad (C.V.)$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{120 \times 13} = 0,0036 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \quad (C.V.)$$

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

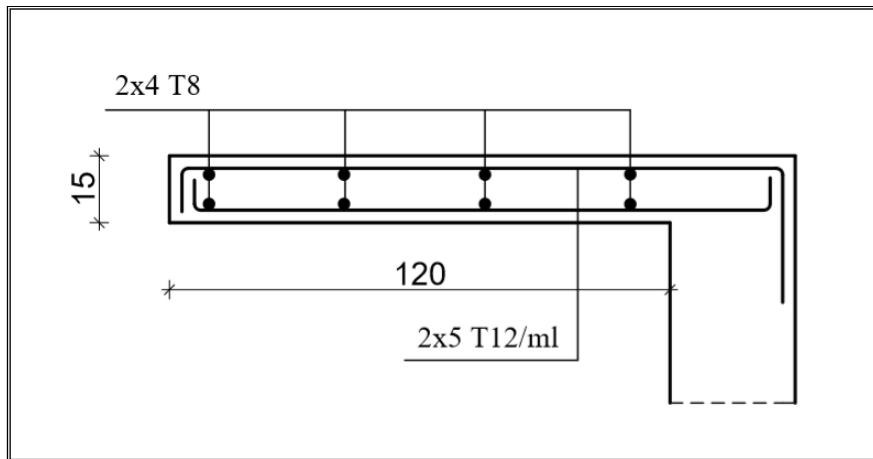


Fig III.9- Ferrailage du balcon.

III.4- Les escaliers :

II.4.1- La volée :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

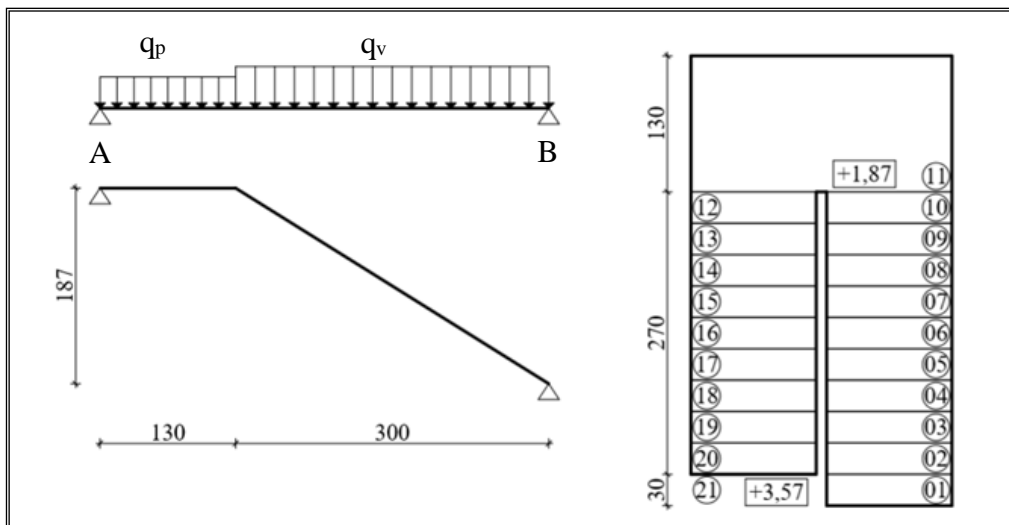


Fig III.10- Vue en plan et coupes d'escalier.

A/- Évaluation des charges :

$$\text{Le palier : } G_p = 5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La paillasse : } G_v = 7,79 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La charge d'exploitation de l'escalier : } Q_{escalier} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

B/- Calcul des sollicitations :

➤ A l'ELU :

$$q_p = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 2,5 = 10,65 \text{ KN/ml}$$

$$q_v = 1,35 \times 7,79 + 1,5 \times 2,5 = 14,27 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 26,68 \text{ KN} ; R_B = 29,96 \text{ KN}$$

$$G_{eq} = \frac{G_p \times l_1 + G_v \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{5,11 \times 1,30 + 7,79 \times 3,00}{1,30 + 3,00} = 6,98 \text{ KN}$$

$$q_{eq} = 1,35 \times 7,02 + 1,5 \times 2,5 = 13,17 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8} = 30,45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 22,83 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -15,22 \text{ KN.m}$$

$$V = 29,96 \text{ KN}$$

➤ A l'ELS :

$$q_p = 5,11 + 2,5 = 7,61 \text{ KN/ml}$$

$$q_v = 7,79 + 2,5 = 10,29 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 19,17 \text{ KN} ; R_B = 21,60 \text{ KN}$$

$$M_0 = 21,91 \text{ KN.m} ; M_t = 16,43 \text{ KN.m} ; M_a = -10,96 \text{ KN.m}$$

C/- Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m de largeur (e = 15 cm).

Tableau III.9- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de l'escalier.

	$M(\text{KN.m})$	μ_u	μ_l	α	β	$A_a (\text{cm}^2)$	A_{min}	A_{adopt}
Travée	22,83	0,095	0,392	0,125	0,950	5,31	1,57	5T12 = 5,65

Appui	- 15,22	0,063	0,392	0,082	0,967	3,48		5T10 = 3,93
-------	---------	-------	-------	-------	-------	------	--	-------------

- Vérifications de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,23 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \quad (C.V.)$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Les armatures de répartition :

En travée :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,40 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_a \geq \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

- L'espacement :

Armatures principales : $S_t \leq \min(3e ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- Vérifications à l'ELS : (vérification des contraintes) BAEL91 (art A.4.5)

On doit vérifier :

- ✓ l'état limite d'ouverture des fissures : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
- ✓ l'état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
- ✓ État limite de déformation .

État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

État limite de compression du béton : BAEL83

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de l'escalier.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	condition
------	----------	--------	----------------------	---------------------	---------------------	-----------

Travée	16,43	3,92	8995,21	7,17	15 Mpa	Vérifiée
Appui	- 10,96	3,37	6742,60	5,47		Vérifiée

Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression.

État limite de déformation : Vérification de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}; \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{420} = 0,036 < \frac{1}{16} \text{ condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on doit faire une vérification de la flèche.

Les résultats de la vérification de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.11- Évaluation de la flèche dans l'escalier.

L (m)	b (m)	h (m)	$M_{j \text{ ser}} (KN.m)$	$M_{p \text{ ser}}$	$M_{g \text{ ser}}$	$\Delta f (mm)$	f_{adm}	C.
4,30	1,00	0,15	9,19	16,43	12,10	0,266	0,84	V.

III.4.2- Le palier de repos :

Le palier sera étudié comme une console encastree dans la poutre palière.

A/- Évaluation des charges :

$$G_{palier} = 5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{escalier} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

B/- Calcul des sollicitations :

➤ A l'ELU :

$$q_p = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 2,5 = 10,65 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_p l^2}{2} = 9,00 \text{ KN.m}$$

$$V = q_p l = 13,84 \text{ KN}$$

➤ A l'ELS :

$$q_p = 5,11 + 2,5 = 7,61 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 6,43 \text{ KN.m}$$

C/- Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m de largeur ($e = 15 \text{ cm}$).

Tableau III.12- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU du palier.

$M(\text{KN.m})$	μ_u	μ_l	α	β	$A_a (\text{cm}^2)$	A_{min}	A_{adopt}
9,00	0,037	0,392	0,048	0,981	2,03	1,57	5T8 = 2,51

- Vérifications de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0,11 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \quad (\text{C.V.})$$

- Les armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{5,21}{4} = 1,30 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

- L'espace :

Armatures principales : $S_t \leq \min(3e ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- Vérifications à l'ELS : (vérification des contraintes) BAEL91 (art A.4.5)

On doit vérifier :

- ✓ l'état limite d'ouverture des fissures : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
- ✓ l'état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
- ✓ État limite de déformation .

État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

État limite de compression du béton : BAEL83

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS du palier.

M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	condition
6,43	2,77	4648,64	3,84	15 Mpa	Vérifiée

Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression.

État limite de déformation : Vérification de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{120} = 0,17 > \frac{1}{16} \quad (C.V.)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}, M_t = 0 \quad (C.V.)$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{2,51}{130 \times 13} = 0,0015 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \quad (C.V.)$$

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

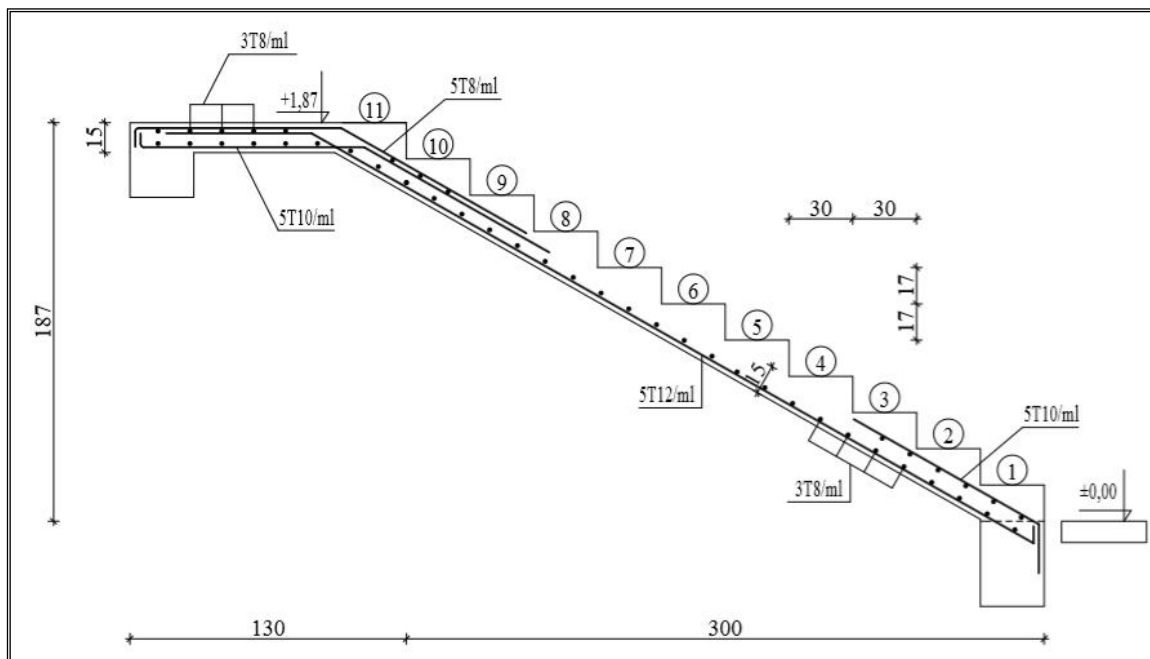


Fig III.11- Ferrailage de l'escalier.

III.4.3- La poutre palière : (30x30) cm²

La poutre palière est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

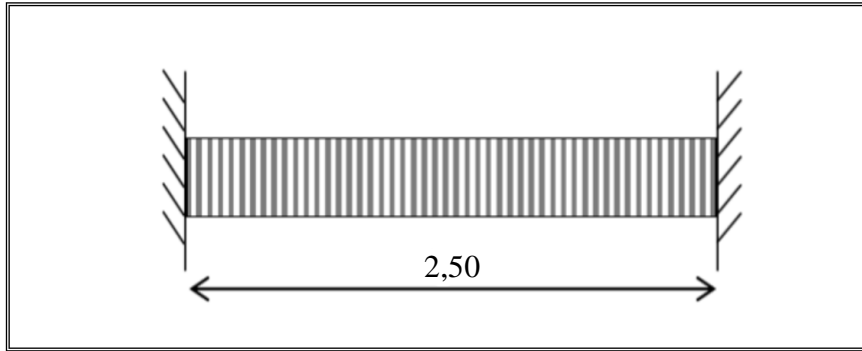


Fig III.12- Schéma statique de la poutre palière.

A/- Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre et le poids d'un mur double parois.

$$g_0 = (0,30 \times 0,30 \times 25) + (2,76 \times 3,27) = 11,28 \text{ KN/m}$$

$$g_u = 1,35g_0 = 15,22 \text{ KN/m}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_A = 26,68 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = g_u + R_A = 41,90 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_t = \frac{P_u l^2}{24} = 10,91 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -\frac{P_u l^2}{12} = -21,82 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u l}{2} = 52,38 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume le ferrailage de la poutre palière sous la flexion ainsi la contrainte de cisaillement.

Tableau III.14- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la poutre palière.

	$M(\text{KN.m})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$\tau_u (\text{Mpa})$
Travée	10,91	1,18	$0,65 < \bar{\tau}_u$
Appui	- 21,82	2,41	

B/- Calcul à la torsion :

Le moment de torsion uniformément répartie M_t est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

$$M_t = M_a = 15,22 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tmax} = \frac{M_t l}{2} = 19,03 \text{ KN.m}$$

Ferraillage : BAEL83

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2\Omega \times f_e}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) \quad \text{Avec : } e = b/6 = 0,05 \text{ m}$$

$$= 0,25 \times 0,25 = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec : } e = b/6 = 0,05 \text{ m}$$

$$\mu = 0,25 \times 4 = 1,00 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{19,03 \times 10^3 \times 1,00 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400 \times 10^2} = 4,38 \text{ cm}^2$$

- Vérifications de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{M_t}{2\Omega e} = \frac{19,03 \times 10^3}{2 \times 0,0625 \times 0,05 \times 10^6} = 3,04 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad (C.V.)$$

Pour le ferraillage longitudinal :

$$A = A_{flexion} + A_{torsion}$$

• En travée :

$$A = 1,18 + \frac{4,38}{2} = 3,37 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

• En appui :

$$A = 2,41 + \frac{4,38}{2} = 4,60 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

- Vérifications de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0,65^2 + 3,04^2} = 3,11 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad (C.V.)$$

- Les armatures de répartition :

Soit $S_r = 15 \text{ cm}$.

Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{235} = 0,77 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow A_t \geq 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times (\tau - 0,3f_{t28}) \times S_t}{0,9 \times f_e} = \frac{30 \times (0,65 - 0,3 \times 2,1) \times 15}{0,9 \times 235} = 0,043 \text{ cm}^2$$

Torsion :

$$A_t \geq \frac{0,4 \times e \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 15}{235} = 0,13 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t \geq 0,13 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{M_t \times S_t}{2\Omega \times f_e} = \frac{19,03 \times 10^3 \times 15}{2 \times 0,0625 \times 235 \times 10^4} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = A_{fs} + A_t = 0,77 + 0,97 = 1,74 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

Un cadre 2Ø8 et un étrier 2Ø8.

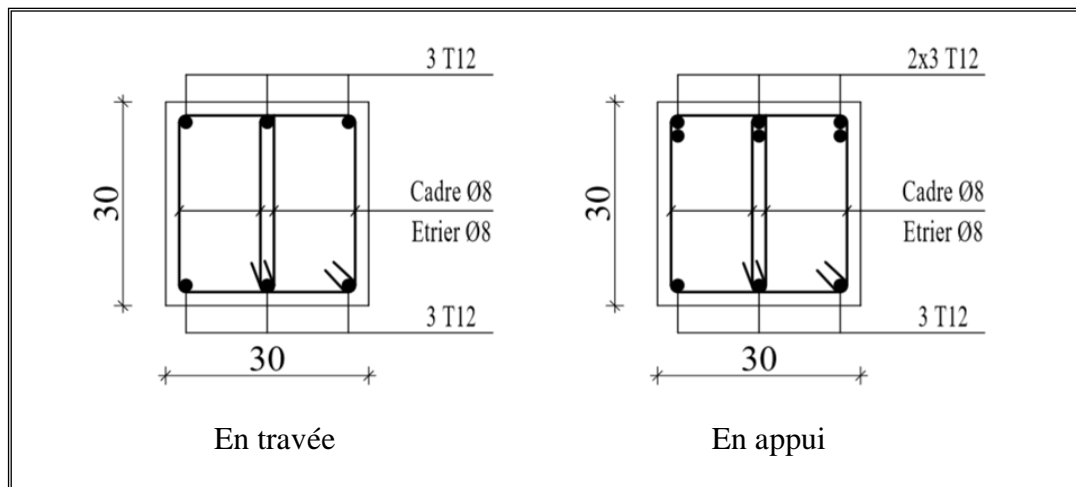


Fig III.13- Ferrailage de la poutre palière.

III.5- La cage de l'ascenseur :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

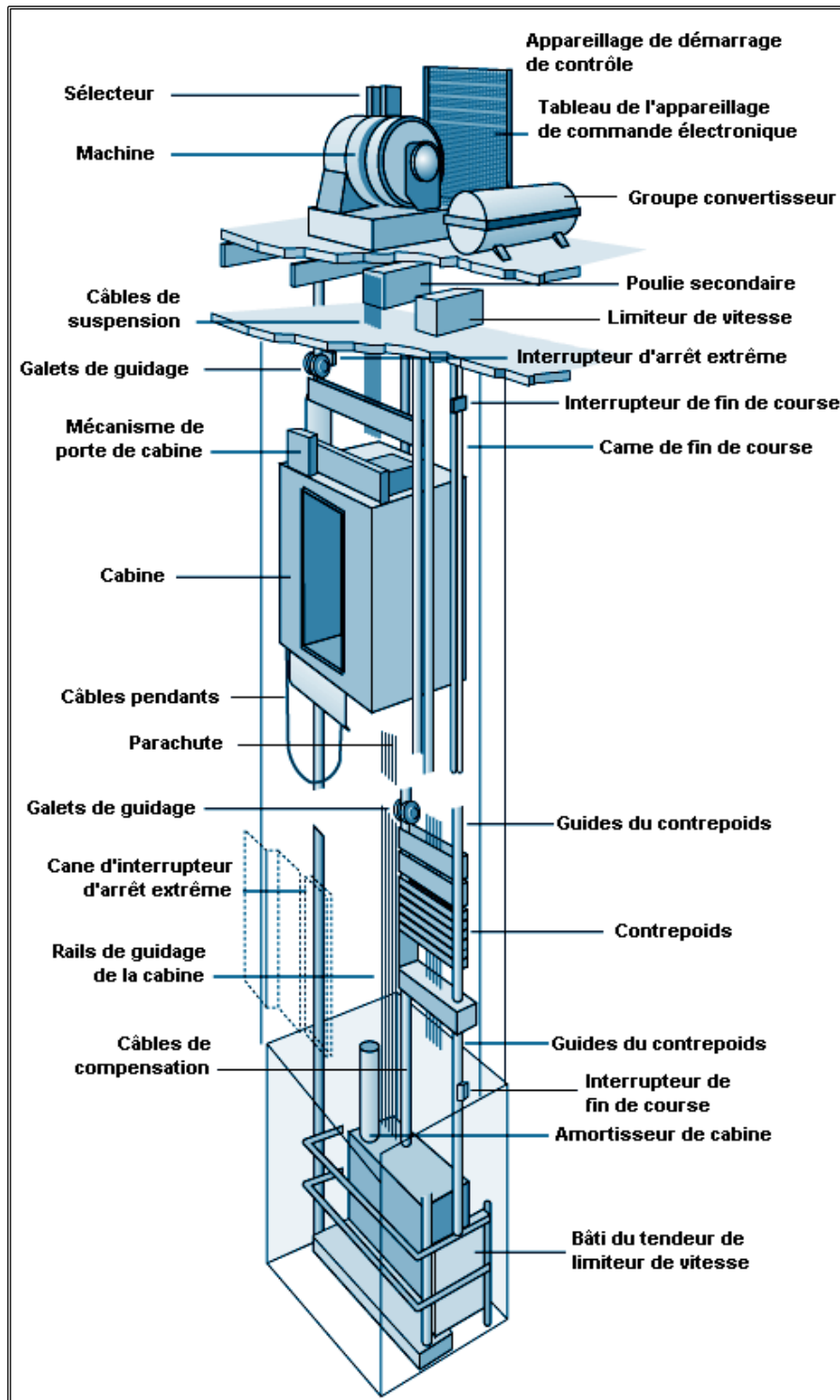


Fig III.14- Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.

La dalle de l'ascenseur est un panneau rectangulaire de dimensions : (150x170) cm².

$$L_x = 150 \text{ cm} , \quad L_y = 170 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{170}{20} = 8,5 \text{ Soit } e = 20 \text{ cm}$$

A/- Caractéristiques de l'ascenseur :

L_x : Largeur de l'ascenseur = 150 cm.

L_y : Longueur de l'ascenseur = 170 cm.

H : Hauteur de l'ascenseur = 220 cm.

D'après les recommandations techniques de fabrication de l'ascenseur :

F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.

$P_{personnes}$: La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1 \text{ m/s}$.

B/- Évaluation des charges :

Poids propre de la dalle et de revêtement (en béton de 5 cm) :

$$G_1 = 25 \times 0,20 + 22 \times 0,05 = 6,10 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la cuvette :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1,50 \times 1,70} = 56,86 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

On a deux types de charges :

- Charge uniformément répartie due à : $G_1 + G_2 + Q$
- Charge concentrée due à : $P_m + D_m$

1^{er} cas : Charge uniformément répartie :

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (6,10 + 56,86) + 1,5 \times 1 = 86,50 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{170} = 0,88 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,88 \text{ (Annexe E3 BAEL91)} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0478 \times 86,50 \times 1,50^2 = 9,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y M_x = 6,88 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0,75M_0^x = 6,98 \text{ KN.m} , M_t^y = 0,75M_0^y = 5,16 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,5M_0^x = 4,65 \text{ KN.m}$$

$$V_u^x = \frac{q_u L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 65,50 \text{ KN} , V_u^y = \frac{P_u L_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 73,90 \text{ KN}$$

A l'ELS

$$q_s = G + Q = 6,10 + 56,86 + 1 = 63,96 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,88 \rightarrow \mu_x = 0,0549 , \quad \mu_y = 0,818$$

$$M_t^x = 5,93 \text{ KN.m} , M_t^y = 4,85 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = 3,95 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

La dalle de l'ascenseur est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Et le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de longueur dans les deux directions, et de 20 cm d'épaisseur.

A l'ELU :

Le tableau suivant résume le ferrailage de la dalle en travée et en appuis.

$$d_x = 18 \text{ cm} , d_y = 17 \text{ cm}.$$

Tableau III.15- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la dalle de l'ascenseur.

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min}	A _{adoptée}	τ _u (Mpa)
Travée	Sens x-x	6,98	1,12	2,17	4T10 =3,14	0,43 < τ _u
	Sens y-y	5,16	0,88		4T10 =3,14	
Appui		- 4,65	0,75		4T10 =3,14	

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, on adopte $S_t = 33 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

Tableau III.16- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la dalle de l'ascenseur.

		M (KN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc}	condition
Travée	x-x	5,93	1,92	15 Mpa	Vérifiée
	y-y	4,85	1,72		Vérifiée
Appui		- 3,95	1,28		Vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^x}{M_0^x} \rightarrow 0,13 > 0,075 \quad (C.V.)$$

$$\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^y}{M_0^y} \rightarrow 0,12 > 0,075 \quad (C.V.)$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = 0,0017 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \quad (C.V.)$$

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

2^{ème} cas : Charge concentrée : (Abaques de Pigeaud)

La charge concentrée g est appliquée à la surface de la dalle sur une aire ($a_o \times b_o$), elle agit uniformément sur une aire ($u \times v$) située sur le plan moyen de la dalle.

($a_o \times b_o$): Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

($u \times v$): Surface d'impacte.

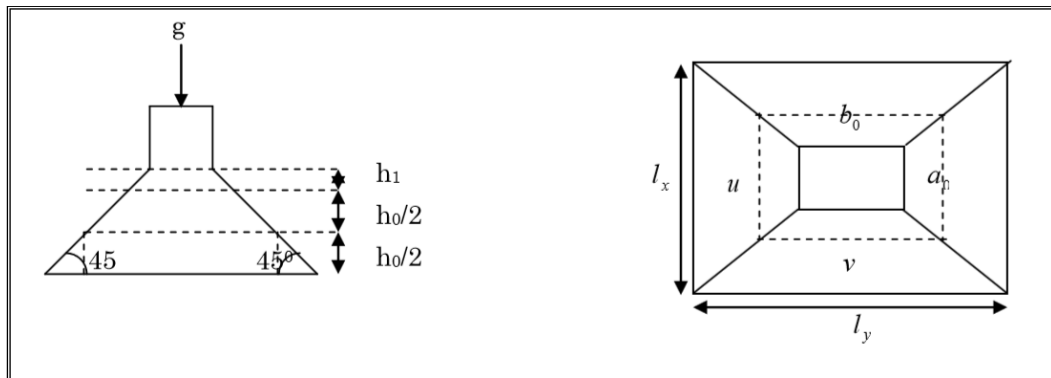


Fig III.15- Schéma représentant la surface d'impacte.

$$u = L_x - h_1 = 130 \text{ cm} , v = L_y - h_1 = 150 \text{ cm}$$

$$a_o = L_x - 2(h_1 + h_0) = 100 \text{ cm} , b_o = L_y - 2(h_1 + h_0) = 120 \text{ cm}$$

C/- Calcul des sollicitations :

$$M_x = P(M_1 + vM_2)$$

$$M_y = P(M_2 + vM_1)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} v = 0 \rightarrow ELU \\ v = 0,2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\rho = 0,88 \approx 0,9 , \frac{u}{L_x} = 0,87 , \frac{v}{L_y} = 0,88 \rightarrow M_1 = 0,051 , M_2 = 0,038$$

- Évaluation des moments $M_{x/l}$ et $M_{y/l}$ du système de levage :

$$g = P_m + D_m + P_{personnes} = 15 + 51 + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35g = 97,60 \text{ KN/m} , P_s = 72,3 \text{ KN/m}$$

A l'ELU :

$$M_{x1} = P_u M_1 = 4,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u M_2 = 3,71 \text{ KN.m}$$

$$V_x^u = \frac{P_u}{3a_0} = 32,53 \text{ KN} , V_y^u = \frac{P_u}{3b_0} = 27,11 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$M_{x1} = 3,69 \text{ KN.m} , M_{y1} = 2,65 \text{ KN.m}$$

- Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,10 + 1,5 \times 1 = 7,74 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 = 1,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_x = 0,98 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 7,10 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = 0,88 \text{ KN.m} , M_{y2} = 0,72 \text{ KN.m}$$

D/- Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

A l'ELU :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,18 \text{ KN.m} , M_x^t = 4,64 \text{ KN.m} , M_x^a = M_y^a = -3,09 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,69 \text{ KN.m} , M_y^t = 3,52 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_x = 4,56 \text{ KN.m} , M_x^t = 3,42 \text{ KN.m} , M_x^a = M_y^a = -2,28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3,46 \text{ KN.m} , M_y^t = 2,60 \text{ KN.m}$$

E/- Calcul de ferrailage :

Tableau III.17- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la dalle de l'ascenseur.

		$M \text{ (KN.m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	A_{min}	$A_{adoptée}$	$\tau_u \text{ (Mpa)}$
Travée	Sens x-x	4,64	0,74	2,17	4T10 = 3,14	0,18 < $\bar{\tau}_u$
	Sens y-y	3,52	0,60		4T10 = 3,14	
Appui		- 3,09	0,49		4T10 = 3,14	

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, on adopte $S_t = 33 \text{ cm}$

Vérification au poinçonnement : BAEL91 (art A5.2, 42)

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2(u + v) = 560 \text{ cm}$$

$$P_u \leq 0,045 \times 5600 \times 200 \times \frac{25}{1,5} = 840\,000 \text{ N} = 840 \text{ KN}$$

$$P_u = 97,6 \text{ KN} < 840 \text{ KN} \quad (\text{C.V.})$$

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement.

Vérification à l'ELS :

Tableau III.18- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la dalle de l'ascenseur.

		$M \text{ (KN.m)}$	$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	condition
Travée	x-x	3,42	1,11	15 Mpa	Vérifiée
	y-y	2,60	0,92		Vérifiée
Appui		- 2,28	0,74		Vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^x}{M_0^x} \rightarrow 0,13 > 0,075 \quad (\text{C.V.})$$

$$\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^y}{M_0^y} \rightarrow 0,12 > 0,075 \quad (\text{C.V.})$$

$$\frac{A}{b.d} = 0,0017 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \quad (\text{C.V.})$$

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

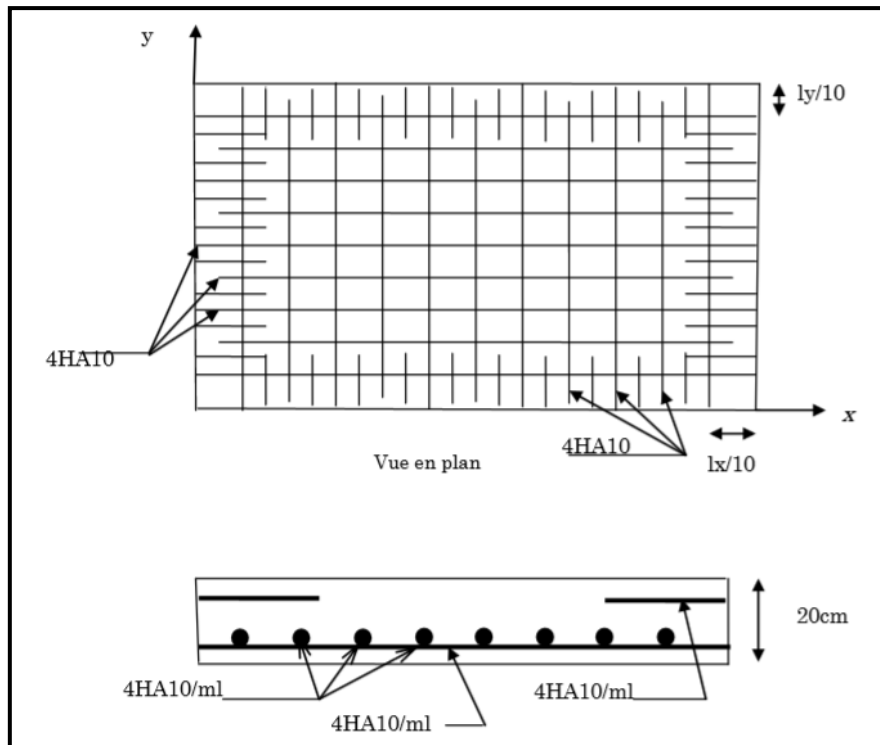


Fig III.16- Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

III.6- Conclusion :

La résistance de la structure dépend de la rigidité de chaque élément qui la constitue. L'étude des éléments non structuraux ou bien secondaires dans la structure a pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes.

Chapitre IV : Caractéristiques géométriques

IV.1- Introduction :

Notre projet est un bâtiment (R+8) de forme en plan irrégulière, classé selon RPA99/V2003 dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou importance moyenne), contreventé par un système mixte assuré par des voiles et portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Le bâtiment est constitué de éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) et des éléments secondaires (l'acrotère, planchers, balcons, l'escalier etc.).

Avant de déterminer la répartition des efforts horizontaux sur les différents éléments du système de contreventement, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques géométriques de chacun de ces éléments.

IV.2- Centre de masse :

IV.2.1- Définition :

Le centre de masse d'un niveau considéré est définie mathématiquement par le barycentre des masse, il est défini aussi physiquement comme étant le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs. Son coordonnée sont données par rapport à un repère (xoy) à un niveau global de la structure par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i}, Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

X_G : abscisse du centre des masses d'un niveau j par rapport à (o) ;

Y_G : ordonnée du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o ;

x_i : abscisse du centre géomètre de la masse M_i par rapport à o ;

y_i : ordonnée du centre géomètre de la masse M_i par rapport à o ;

M_i : la masse N° i pris en considération.

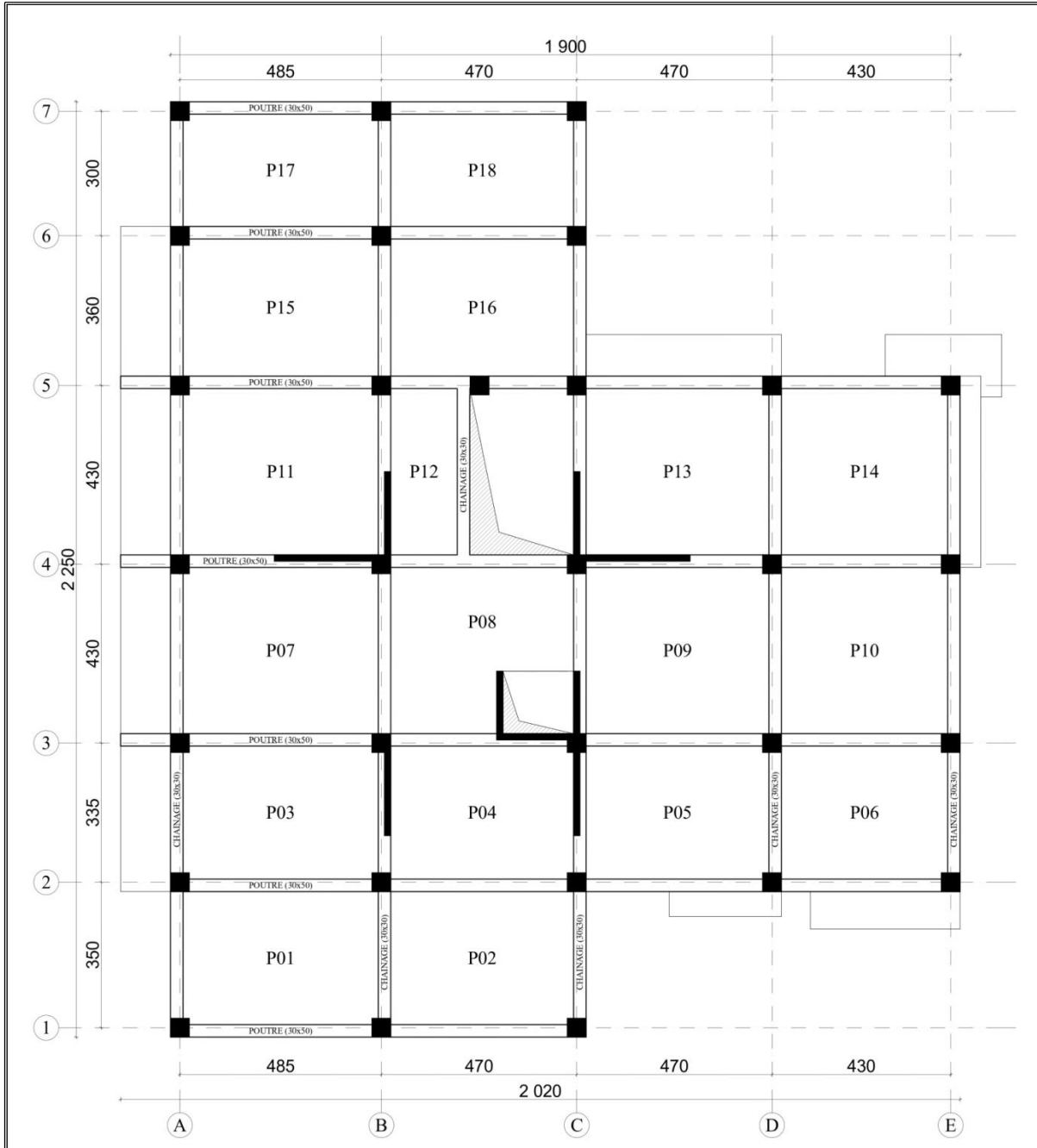


Fig IV.1- Plan de coffrage du plancher d'étage courant.

IV.2.2- Calcul du centre de masse du bâtiment :

IV.2.2.1- Plancher :

A/- Plancher terrasse : $G = 6,53 \text{ KN/m}^2$

Tableau IV.1- Calcul de centre de masse du plancher terrasse.

Panneaux	Si (m ²)	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
P01	15,04	3,85	1,90	98,21	378,11	186,60
P02	14,08	8,70	1,90	91,94	799,90	174,69
P03	15,04	3,85	5,40	98,21	378,11	530,34
P04	14,08	8,70	5,40	91,94	799,90	496,49
P05	14,08	13,40	5,40	91,94	1232,03	496,49
P06	12,80	17,90	5,40	83,58	1496,15	451,35
P07	18,80	3,85	9,30	122,76	472,64	1141,71
P08	17,60	8,70	9,30	114,93	999,87	1068,83
P09	17,60	13,40	9,30	114,93	1540,04	1068,83
P10	16,00	17,90	9,30	104,48	1870,19	971,66
P11	18,80	3,85	13,60	122,76	472,64	1669,59
P12	17,60	8,70	13,60	114,93	999,87	1563,02
P13	17,60	13,40	13,60	114,93	1540,04	1563,02
P14	16,00	17,90	13,60	104,48	1870,19	1420,93
P15	15,51	3,85	17,55	101,28	389,93	1777,47
P16	14,52	8,70	17,55	94,82	824,90	1664,01
P17	12,69	3,85	20,85	82,87	319,03	1727,75
P18	11,88	8,70	20,85	77,58	674,91	1617,47
			Σ	1826,57	17058,46	19590,25
			Xi =	9,34 m		
			Yi =	10,73 m		

B/- Plancher d'étage courant : $G = 5,61 \text{ KN/m}^2$

Tableau IV.2- Calcul de centre de masse du plancher d'étage courant.

			Mi =	1490,83 KN		
			Xi =	9,30 m		
			Yi =	10,63 m		

IV.2.2.2- Poutres :

A.1/- Poutres principales de plancher terrasse : (30x50) $G = 4,85 \text{ KN/m}$

Tableau IV.3- Calcul de centre de masse des poutres principales du plancher terrasse.

Axes	Li (m)	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
1	10,00	5,00	0,15	48,54	242,70	7,28
2	19,00	9,50	3,65	92,23	876,15	336,62
3	20,20	10,10	7,15	98,05	990,31	701,06
4	20,20	10,10	11,45	98,05	990,31	1122,68
5	20,20	10,10	15,75	98,05	990,31	1544,30
6	10,00	5,00	19,35	48,54	242,70	939,25
7	10,00	5,00	22,35	48,54	242,70	1084,87
			Σ	532,00	4575,19	5736,07
			Xi =	8,60 m		
			Yi =	10,78 m		

A.2/- Poutres principales d'étage courant : (30x50) $G = 4,58 \text{ KN/m}$

Tableau IV.4- Calcul de centre de masse des poutres principales d'étage courant.

			Mi =	501,75 KN	
			Xi =	8,60 m	
			Yi =	10,78 m	

B.1/- Poutres secondaires de plancher terrasse : (30x30) $G = 3,08 \text{ KN/m}$

Tableau IV.5- Calcul de centre de masse des poutres secondaires du plancher terrasse.

Eléments	Li (m)	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
A(1-2)	3,20	1,35	1,90	10,73	14,49	20,39
A(2-3)	3,20	1,35	5,40	10,73	14,49	57,96
A(3-4)	4,00	1,35	9,30	13,42	18,11	124,77
A(4-5)	4,00	1,35	13,60	13,42	18,11	182,46
A(5-6)	3,30	1,35	17,55	11,07	14,94	194,25
A(6-7)	2,70	1,35	20,85	9,06	12,23	188,81
B(1-2)	3,20	6,35	1,90	10,73	68,15	20,39
B(2-3)	3,20	6,35	5,40	10,73	68,15	57,96
B(3-4)	4,00	6,35	9,30	13,42	85,19	124,77
B(4-5)	4,00	6,35	13,60	13,42	85,19	182,46
B(5-6)	3,30	6,35	17,55	11,07	70,28	194,25
B(6-7)	2,70	6,35	20,85	9,06	57,50	188,81
C(1-2)	3,20	11,05	1,90	10,73	118,60	20,39
C(2-3)	3,20	11,05	5,40	10,73	118,60	57,96
C(3-4)	4,00	11,05	9,30	13,42	148,25	124,77
C(4-5)	4,00	11,05	13,60	13,42	148,25	182,46
C(5-6)	3,30	11,05	17,55	11,07	122,30	194,25
C(6-7)	2,70	11,05	20,85	9,06	100,07	188,81
D(2-3)	3,20	15,75	5,40	10,73	169,04	57,96
D(3-4)	4,00	15,75	9,30	13,42	211,30	124,77
D(4-5)	4,00	15,75	13,60	13,42	211,30	182,46
E(2-3)	3,20	20,05	5,40	10,73	215,19	57,96
E(3-4)	4,00	20,05	9,30	13,42	268,99	124,77
E(4-5)	4,00	20,05	13,60	13,42	268,99	182,46
			Σ	280,39	2627,72	3036,28
			Xi =	9,37 m		
			Yi =	10,83 m		

B.2/- Poutres secondaires d'étage courant : (30x30) $G = 3,08 \text{ KN/m}$

Tableau IV.6- Calcul de centre de masse des poutres secondaires d'étage courant.

			Mi =	269,63 KN	
			Xi =	9,32 m	
			Yi =	10,96 m	

IV.2.2.3- Poteaux : $h \times (a \times a) \text{ cm}^2$ A/- Niveau 8, 7 et 6 : $(3,06 - 0,50) \times (30 \times 30) \text{ cm}^2$ **Tableau IV.7-** Calcul de centre de masse des poteaux niveau 8, 7 et 6.

Eléments	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
A1 (30)	1,35	0,18	5,76	7,78	1,01
A2 (30)	1,35	3,68	5,76	7,78	21,17
A3 (30)	1,35	7,13	5,76	7,78	41,04
A4 (30)	1,35	11,43	5,76	7,78	65,81
A5 (30)	1,35	15,73	5,76	7,78	90,58
A6 (30)	1,35	19,33	5,76	7,78	111,31
A7 (30)	1,35	22,33	5,76	7,78	128,59
B1 (30)	6,35	0,18	5,76	36,58	1,01
B2 (35)	6,23	3,73	7,84	48,80	29,20
B3 (35)	6,23	7,08	7,84	48,80	55,47
B4 (35)	6,23	11,38	7,84	48,80	89,18
B5 (35)	6,23	15,68	7,84	48,80	122,89
B6 (35)	6,23	19,28	7,84	48,80	151,12
B7 (30)	6,35	22,33	5,76	36,58	128,59
B'5 (35)	8,55	15,73	7,84	67,03	123,28
C1 (30)	11,03	0,18	5,76	63,50	1,01
C2 (35)	10,98	3,73	7,84	86,04	29,20
C3 (35)	10,98	7,08	7,84	86,04	55,47
C4 (35)	10,98	11,38	7,84	86,04	89,18
C5 (35)	10,98	15,68	7,84	86,04	122,89
C6 (30)	11,03	19,33	5,76	63,50	111,31
C7 (30)	11,03	22,33	5,76	63,50	128,59
D2 (30)	15,73	3,68	5,76	90,58	21,17
D3 (35)	15,68	7,08	7,84	122,89	55,47
D4 (35)	15,68	11,38	7,84	122,89	89,18
D5 (30)	15,73	15,73	5,76	90,58	90,58
E2 (30)	20,03	3,68	5,76	115,34	21,17
E3 (30)	20,03	7,13	5,76	115,34	41,04
E4 (30)	20,03	11,43	5,76	115,34	65,81
E5 (30)	20,03	15,73	5,76	115,34	90,58
		Σ	197,76	1861,64	2172,89
		Xi =	9,41 m		
		Yi =	10,99 m		

B/- Niveau5, 4 et 3 : $(3,06 - 0,50) \times (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableau IV.8- Calcul de centre de masse des poteaux niveau5, 4 et 3.

		$M_i =$	226,56	KN
		$X_i =$	9,43	m
		$Y_i =$	10,96	m

C/- Niveau2 et 1 : $(3,06 - 0,50) \times (a \times a) \text{ cm}^2$

Tableau IV.9- Calcul de centre de masse des poteaux niveau2 et 1.

		$M_i =$	296,64	KN
		$X_i =$	9,44	m
		$Y_i =$	10,97	m

D/- Niveau RDC: $(3,57 - 0,50) \times (a \times a) \text{ cm}^2$

Tableau IV.10- Calcul de centre de masse des poteaux niveau RDC.

		$M_i =$	355,74	KN
		$X_i =$	9,44	m
		$Y_i =$	10,97	m

IV.2.2.4- Les dalles pleines :

A/- Les balcons de plancher terrasse : $G = 7,43 \text{ KN/m}^2$

Tableau IV.11- Calcul de centre de masse des balcons du plancher terrasse.

Panneaux	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$x_i \text{ (m)}$	$y_i \text{ (m)}$	$M_i \text{ (KN)}$	$X_i M_i$	$Y_i M_i$
P01	19,20	0,60	11,50	142,66	85,59	1640,54
P02	1,62	14,55	3,20	12,04	175,13	38,52
P03	3,24	18,40	3,05	24,07	442,95	73,42
P04	4,70	13,55	16,40	34,92	473,18	572,70
P05	2,80	19,80	16,40	20,80	411,92	341,19
P06	2,30	20,45	13,60	17,09	349,47	232,41
P07	0,25	20,95	15,65	1,86	38,91	29,07
			Σ	253,44	1977,16	2927,85
			$X_i =$	7,80	m	
			$Y_i =$	11,55	m	

B/- Les balcons d'étage courant : $G = 6,51 \text{ KN/m}^2$

Tableau IV.12- Calcul de centre de masse des balcons du plancher d'étage courant.

		$M_i =$	222,06	KN
		$X_i =$	7,80	m
		$Y_i =$	11,55	m

C/- La dalle de l'ascenseur :

$$X_i = 10,05 \text{ m} , Y_i = 8,05 \text{ m} , M_i = 1,50 \times 1,70 \times 6,10 = 15,56 \text{ KN}$$

IV.2.2.5- Voiles : $e = 15 \text{ cm}$.

A/- Etage courant : $h = 3,06 \text{ m}$

Tableau IV.13- Calcul de centre de masse des voiles d'étage courant.

Eléments	h (m)	Li (m)	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
1(Axes 3)	2,56	1,70	9,90	7,23	16,32	161,57	117,91
2(Axe4)	2,56	2,50	4,95	11,53	24,00	118,80	276,60
3(Axe4)	2,56	2,50	12,45	11,53	24,00	298,80	276,60
4(AxeB)	3,06	2,00	6,35	6,00	22,95	145,73	137,70
5(AxeB)	2,76	2,00	6,35	12,60	20,70	131,45	260,82
6(AxeB')	3,06	1,50	9,13	8,05	17,21	157,06	138,56
7(AxeC)	2,76	2,00	10,98	6,00	20,70	227,18	124,20
8(AxeC)	2,76	1,50	10,98	8,05	15,53	170,39	124,98
9(AxeC)	2,76	2,00	10,98	12,60	20,70	227,18	260,82
				Σ	182,11	1638,16	1718,19
				Xi =	9,00 m		
				Yi =	9,44 m		

B/- RDC: $h = 3,57 \text{ m}$

Tableau IV.14- Calcul de centre de masse des voiles de RDC.

				Mi =	215,96 KN	
				Xi =	9,00 m	
				Yi =	9,45 m	

IV.2.2.6- Les murs extérieurs : $e = 30 \text{ cm}$.A/- Etage courant : $h = 3,06 \text{ m}$.**Tableau IV.15-** Calcul de centre de masse des murs extérieurs d'étage courant.

Eléments	h (m)	Li (m)	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
1(Axe1)	2,56	4,70	3,85	0,15	33,21	127,85	4,98
2(Axe1)	2,56	4,40	8,70	0,15	31,09	270,47	4,66
3(Axe2)	2,56	2,30	12,35	3,65	16,25	200,70	59,32
4(Axe2)	2,56	1,00	16,40	3,65	7,07	115,88	25,79
5(Axe3)	2,56	1,20	0,60	7,15	8,48	5,09	60,62
6(Axe5)	2,56	1,20	0,60	15,75	8,48	5,09	133,54
7(Axe5)	2,56	4,40	13,40	15,75	31,09	416,59	489,65
8(Axe5)	2,56	4,00	17,90	15,75	28,26	505,90	445,13
9(Axe7)	2,56	4,70	3,85	22,35	33,21	127,85	742,21
10(Axe7)	2,56	4,40	8,70	22,35	31,09	270,47	694,83
11(AxeA)	2,76	3,20	1,35	1,90	24,38	32,91	46,32
12(AxeA)	2,76	3,20	1,35	5,40	24,38	32,91	131,63
13(AxeA)	2,76	3,30	1,35	17,55	25,14	33,94	441,17
14(AxeA)	2,76	2,70	1,35	20,85	20,57	27,77	428,83
15(AxeC)	2,76	3,20	11,05	1,90	24,38	269,36	46,32
16(AxeC)	2,76	3,30	11,05	17,55	25,14	277,78	441,17
17(AxeC)	2,76	2,70	11,05	20,85	20,57	227,27	428,83
18(AxeE)	2,76	0,90	20,05	3,05	6,86	137,46	20,91
19(AxeE)	2,76	3,20	20,05	5,40	24,38	488,75	131,63
20(AxeE)	2,76	4,00	20,05	9,30	30,47	610,93	283,37
21(Axe1')	2,86	2,10	14,55	3,05	16,58	241,19	50,56
22(Axe1')	2,86	3,00	18,40	2,75	23,68	435,73	65,12
23(AxeA')	2,86	8,30	0,15	11,45	65,52	9,83	750,17
24(AxeC')	2,86	0,60	13,35	3,20	4,74	63,23	15,16
25(AxeD)	2,86	0,60	15,75	3,20	4,74	74,59	15,16
26(AxeD')	2,86	0,90	16,75	3,05	7,10	119,00	21,67
27(AxeE')	2,86	4,00	20,55	13,60	31,57	648,85	429,41
28(Axe4)	2,86	0,50	20,45	11,45	3,95	80,71	45,19
29(Axe5)	2,86	0,50	20,45	15,75	3,95	80,71	62,16
				Σ	616,28	5938,78	6515,51
				Xi =	9,64 m		
				Yi =	10,57 m		

B/- Niveau RDC : $h = 3,57 \text{ m}$.**Tableau IV.16-** Calcul de centre de masse des murs extérieurs niveau RDC.

				Mi =	724,05 KN		
				Xi =	9,64 m		
				Yi =	10,57 m		

IV.2.2.7- L'acrotère : $G = 2,244 \text{ KN/ml}$.

Tableau IV.17- Calcul de centre de masse de l'acrotère.

Eléments	Li (m)	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
1(AxeA')	16,00	0,06	11,50	35,90	2,23	412,90
2(AxeA)	3,50	1,26	1,75	7,85	9,91	13,74
3(AxeA)	3,00	1,26	21,00	6,73	8,50	141,37
4(AxeC)	3,50	11,14	1,75	7,85	87,48	13,74
5(AxeC)	5,60	11,14	19,70	12,57	139,96	247,56
6(AxeC')	0,60	13,26	3,20	1,35	17,86	4,31
7(AxeD)	0,60	15,84	3,20	1,35	21,32	4,31
8(AxeD)	1,00	15,84	16,40	2,24	35,54	36,80
9(AxeD')	0,90	16,66	3,05	2,02	33,65	6,16
10(AxeD'')	1,00	18,46	16,40	2,24	41,43	36,80
11(AxeE)	8,70	20,14	6,95	19,52	393,15	135,68
12(AxeE')	4,10	20,64	13,35	9,20	189,88	122,83
13(AxeE'')	1,50	21,14	16,15	3,37	71,15	54,36
14(Axe1)	10,00	6,20	0,06	22,44	139,13	1,39
15(Axe1')	2,70	14,55	2,96	6,06	88,16	17,95
16(Axe1')	3,60	18,40	2,66	8,08	148,64	21,50
17(Axe2)	1,20	0,60	3,56	2,69	1,62	9,59
18(Axe2)	2,00	12,20	3,56	4,49	54,75	15,99
19(Axe2)	0,70	16,25	3,56	1,57	25,53	5,60
20(Axe4)	0,50	20,45	11,36	1,12	22,94	12,75
21(Axe4')	0,50	20,95	15,46	1,12	23,51	17,35
22(Axe5)	2,50	17,15	15,84	5,61	96,21	88,85
23(Axe5')	4,70	13,55	16,84	10,55	142,91	177,59
24(Axe5')	2,80	19,80	16,84	6,28	124,41	105,80
25(Axe6)	1,20	0,60	19,44	2,69	1,62	52,34
26(Axe7)	10,00	6,20	22,44	22,44	139,13	503,51
			Σ	207,35	2060,60	2260,76
			Xi =	9,94 m		
			Yi =	10,90 m		

IV.2.2.8- Les escaliers :

A/- Etage courant :

Tableau IV.18- Calcul de centre de masse de l'escalier d'étage courant.

Eléments	Si (m ²)	Gi (KN/m ²)	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
Paillasse 1	3,31	7,79	10,30	12,95	25,79	265,60	333,93
Palier	3,25	5,11	9,65	14,95	16,61	160,26	248,28
Paillasse 2	3,31	7,79	9,00	12,95	25,79	232,08	333,93
Poutre P	0,75	7,50	9,65	15,75	5,63	54,28	88,59
				∑	73,81	712,22	1004,75
				Xi =	9,65 m		
				Yi =	13,61 m		

B/- Niveau RDC :

Tableau IV.19- Calcul de centre de masse de l'escalier de niveau RDC.

Eléments	Si (m ²)	Gi (KN/m ²)	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
Paillasse 1	4,14	7,79	10,30	12,65	32,23	332,01	407,76
Palier	3,25	5,11	9,65	14,95	16,61	160,26	248,28
Paillasse 2	3,72	7,79	9,00	12,80	29,01	261,10	371,34
Poutre P	0,75	7,50	9,65	15,75	5,63	54,28	88,59
				∑	83,48	807,65	1115,97
				Xi =	9,68 m		
				Yi =	13,37 m		

Tableaux récapitulatif :

Tableau IV.20- Récapitulatif des résultats niveau8 (terrasse).

Eléments	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
L'acrotère	9,94	10,90	207,35	2061,06	2260,12
Plancher à corps creux	9,34	10,73	1826,57	17060,16	19599,10
Balcons	7,80	11,55	253,44	1976,83	2927,23
Dalle de l'ascenseur	10,05	8,05	15,56	156,38	125,26
Poutres P	8,60	10,78	532,00	4575,20	5734,96
Poutres S	9,37	10,83	280,39	2627,25	3036,62
Poteaux (1/2)	9,41	10,99	98,88	930,46	1086,69
Les voiles (1/2)	9,00	9,45	91,06	819,50	860,47
Les murs extérieurs (1/2)	9,64	10,57	308,14	2970,47	3257,04
		∑	3613,39	33177,31	38887,49
		Xi =	9,18 m		
		Yi =	10,76 m		

Tableau IV.21- Récapitulatif des résultats niveau7 et 6.

Eléments	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
Plancher à corps creux	9,30	10,63	1490,83	13864,72	15847,52
Balcons	7,80	11,55	222,06	1732,07	2564,79
Poutres P	8,60	10,78	501,75	4315,05	5408,87
Poutres S	9,32	10,96	269,63	2512,95	2955,14
Poteaux	9,41	10,99	197,76	1860,92	2173,38
Les voiles	9,00	9,45	182,11	1638,99	1720,94
Les murs extérieurs	9,64	10,57	616,28	5940,94	6514,08
Les escaliers	9,65	13,61	73,81	712,27	1004,55
		Σ	3554,23	32577,91	38189,28
		Xi =	9,17 m		
		Yi =	10,74 m		

Tableau IV.22- Récapitulatif des résultats niveau5, 4 et 3.

Eléments	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
Plancher à corps creux	9,30	10,63	1490,83	13864,72	15847,52
Balcons	7,80	11,55	222,06	1732,07	2564,79
Poutres P	8,60	10,78	501,75	4315,05	5408,87
Poutres S	9,32	10,96	269,63	2512,95	2955,14
Poteaux	9,43	10,96	226,56	2136,46	2483,10
Les voiles	9,00	9,45	182,11	1638,99	1720,94
Les murs extérieurs	9,64	10,57	616,28	5940,94	6514,08
Les escaliers	9,65	13,61	73,81	712,27	1004,55
		Σ	3583,03	32853,45	38499,00
		Xi =	9,17 m		
		Yi =	10,74 m		

Tableau IV.23- Récapitulatif des résultats niveau2 et 1.

Eléments	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
Plancher à corps creux	9,30	10,63	1490,83	13864,72	15847,52
Balcons	7,80	11,55	222,06	1732,07	2564,79
Poutres P	8,60	10,78	501,75	4315,05	5408,87
Poutres S	9,32	10,96	269,63	2512,95	2955,14
Poteaux	9,44	10,97	296,64	2800,28	3254,14
Les voiles	9,00	9,45	182,11	1638,99	1720,94
Les murs extérieurs	9,64	10,56	616,28	5940,94	6507,92
Les escaliers	9,65	13,61	73,81	712,27	1004,55
		Σ	3653,11	33517,27	39263,88
		Xi =	9,17 m		
		Yi =	10,75 m		

Tableau IV.24- Récapitulatif des résultats niveau RDC.

Eléments	xi (m)	yi (m)	Mi (KN)	Xi Mi	Yi Mi
Plancher à corps creux	9,30	10,63	1490,83	13864,72	15847,52
Balcons	7,80	11,55	222,06	1732,07	2564,79
Poutres P	8,60	10,78	501,75	4315,05	5408,87
Poutres S	9,32	10,96	269,63	2512,95	2955,14
Poteaux	9,44	10,97	355,74	3358,19	3902,47
Les voiles	9,00	9,45	215,96	1943,64	2040,82
Les murs extérieurs	9,64	10,57	724,05	6979,84	7653,21
Les escaliers	9,68	13,73	83,48	808,09	1146,18
		Σ	3863,50	35514,54	41519,00
		Xi =	9,19 m		
		Yi =	10,75 m		

Tableau IV.25- Centre de masse de chaque niveau.

Niveaux	Xi	Yi
8	9,20	10,80
7 et 6	9,19	10,83
5, 4 et 3	9,20	10,83
2 et 1	9,20	10,83
RDC	9,22	10,84

IV.3- Centre de torsion :

IV.3.1- Calcul de la rigidité :

Soit C le centre de torsion :

$$X_c = \frac{\sum R_j^l x_i}{\sum R_j^l}, Y_c = \frac{\sum R_j^l y_i}{\sum R_j^l}$$

$$R_j^l = \sum \frac{12EI_y}{h_j^3}, R_j^t = \sum \frac{12EI_x}{h_j^3}$$

$R_j^{x,y}$: La rigidité relative de niveau « j ».

$I_{x,y}$: L'inertie de la section de l'élément suivant le sens considéré.

h_e : La hauteur d'étage.

E : Module de Young longitudinal du béton armé, $E = 32\,164,20 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$

A/- Sens longitudinal : Niveau 8, 7 et 6 :

Tableau IV.26- Calcul de centre de la rigidité des niveau8, 7 et 6 sens longitudinal.

Eléments	Iy élément (m)		R élément (KN/m)	Ri (KN/m)	Xi (m)	Yi (m)	Ri Xi (KN)	Ri Yi (KN)
Portique1	P(30)	0,00068	1,55E+04	4,66E+04	6,23	0,23	2,90E+05	1,05E+04
Portique2				1,04E+05	10,87	3,73	1,13E+06	3,88E+05
Portique3				1,17E+05	10,87	7,08	1,28E+06	8,30E+05
Portique4	P(35)	0,00125	2,88E+04	1,17E+05	10,87	11,38	1,28E+06	1,34E+06
Portique5				1,04E+05	10,87	15,68	1,13E+06	1,63E+06
Portique6				5,98E+04	6,23	19,28	3,72E+05	1,15E+06
Portique7				4,66E+04	6,23	22,28	2,90E+05	1,04E+06
1(Axes3)	0,06141		1,41E+06	1,41E+06	9,90	7,23	1,40E+07	1,02E+07
2(Axe4)	0,19531		4,49E+06	4,49E+06	4,95	11,53	2,22E+07	5,18E+07
3(Axe4)	0,19531		4,49E+06	4,49E+06	12,45	11,53	5,59E+07	5,18E+07
4(AxeB)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	6,43	6,00	6,63E+04	6,20E+04
5(AxeB)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	6,43	12,60	6,63E+04	1,30E+05
6(AxeB')	0,00042		5,68E+03	5,68E+03	9,13	8,05	5,19E+04	4,57E+04
7(AxeC)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	10,98	6,00	1,13E+05	6,20E+04
8(AxeC)	0,00042		7,74E+03	7,74E+03	10,98	8,05	8,50E+04	6,23E+04
9(AxeC)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	10,98	12,60	1,13E+05	1,30E+05
				Σ	1,11E+07		9,84E+07	1,21E+08
				Xi =	8,91 m			
				Yi =	10,92 m			

Niveau5, 4 et 3 :

Tableau IV.27- Calcul de centre de la rigidité des niveau5, 4 et 3 sens longitudinal.

Eléments	Iy élément (m)		R élément (KN/m)	Ri (KN/m)	Xi (m)	Yi (m)	Ri Xi (KN)	Ri Yi (KN)
Portique 1	P(30)	0,00068	1,55E+04	4,66E+04	6,23	0,23	2,90E+05	1,05E+04
Portique2				1,45E+05	10,87	3,73	1,57E+06	5,39E+05
Portique3				1,78E+05	10,87	7,08	1,94E+06	1,26E+06
Portique4	P(40)	0,00213	4,91E+04	1,78E+05	10,87	11,38	1,94E+06	2,03E+06
Portique5				1,45E+05	10,87	15,68	1,57E+06	2,27E+06
Portique6				8,01E+04	6,23	19,28	4,99E+05	1,54E+06
Portique7				4,66E+04	6,23	22,28	2,90E+05	1,04E+06
1(Axes3)	0,06141		1,41E+06	1,41E+06	9,90	7,23	1,40E+07	1,02E+07
2(Axe4)	0,19531		4,49E+06	4,49E+06	4,95	11,53	2,22E+07	5,18E+07
3(Axe4)	0,19531		4,49E+06	4,49E+06	12,45	11,53	5,59E+07	5,18E+07
4(AxeB)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	6,43	6,00	6,63E+04	6,20E+04
4(AxeB)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	6,43	12,60	6,63E+04	1,30E+05
5(AxeB')	0,00042		5,68E+03	5,68E+03	9,13	8,05	5,19E+04	4,57E+04
4(AxeB)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	10,98	6,00	1,13E+05	6,20E+04
6(AxeC)	0,00042		7,74E+03	7,74E+03	10,98	8,05	8,50E+04	6,23E+04
7(AxeC)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	10,98	12,60	1,13E+05	1,30E+05
				Σ	1,13E+07		1,01E+08	1,23E+08
				Xi =	8,94 m			
				Yi =	10,91 m			

Niveau2 et 1 :

Tableau IV.28- Calcul de centre de la rigidité des niveau2 et1 sens longitudinal.

Eléments	Iy élément (m)		R élément (KN/m)	Ri (KN/m)	Xi (m)	Yi (m)	Ri Xi (KN)	Ri Yi (KN)
Portique1	P(35)	0,00125	2,88E+04	8,63E+04	6,23	0,23	5,37E+05	1,94E+04
Portique2				2,44E+05	10,87	3,73	2,65E+06	9,07E+05
Portique3				2,93E+05	10,87	7,08	3,19E+06	2,08E+06
Portique4	P(45)	0,00342	7,86E+04	2,93E+05	10,87	11,38	3,19E+06	3,34E+06
Portique5				2,44E+05	10,87	15,68	2,65E+06	3,82E+06
Portique6				1,36E+05	6,23	19,28	8,48E+05	2,62E+06
Portique7				8,63E+04	6,23	22,28	5,37E+05	1,92E+06
1(Axes3)	0,06141		1,41E+06	1,41E+06	9,90	7,23	1,40E+07	1,02E+07
2(Axe4)	0,19531		4,49E+06	4,49E+06	4,95	11,53	2,22E+07	5,18E+07
3(Axe4)	0,19531		4,49E+06	4,49E+06	12,45	11,53	5,59E+07	5,18E+07
4(AxeB)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	6,43	6,00	6,63E+04	6,20E+04
4(AxeB)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	6,43	12,60	6,63E+04	1,30E+05
5(AxeB')	0,00042		5,68E+03	5,68E+03	9,13	8,05	5,19E+04	4,57E+04
4(AxeB)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	6,43	6,00	6,63E+04	6,20E+04
6(AxeC)	0,00042		7,74E+03	7,74E+03	10,98	8,05	8,50E+04	6,23E+04
7(AxeC)	0,00056		1,03E+04	1,03E+04	10,98	12,60	1,13E+05	1,30E+05
				Σ	1,18E+07		1,06E+08	1,29E+08
				Xi =	8,97 m			
				Yi =	10,90 m			

Niveau RDC :

Tableau IV.29- Calcul de centre de la rigidité du niveau RDC sens longitudinal.

Eléments	Iy élément (m)		R élément (KN/m)	Ri (KN/m)	Xi (m)	Yi (m)	Ri Xi (KN)	Ri Yi (KN)
Portique1	P(35)	0,00125	1,67E+04	5,00E+04	6,23	0,23	3,12E+05	1,13E+04
Portique2				1,41E+05	10,87	3,73	1,53E+06	5,26E+05
Portique3				1,70E+05	10,87	7,08	1,85E+06	1,20E+06
Portique4	P(45)	0,00342	4,56E+04	1,70E+05	10,87	11,38	1,85E+06	1,94E+06
Portique5				1,41E+05	10,87	15,68	1,53E+06	2,21E+06
Portique6				7,89E+04	6,23	19,28	4,91E+05	1,52E+06
Portique7				5,00E+04	6,23	22,28	3,12E+05	1,11E+06
1(Axes3)	0,06141		8,19E+05	8,19E+05	9,90	7,23	8,11E+06	5,92E+06
2(Axe4)	0,19531		2,61E+06	2,61E+06	4,95	11,53	1,29E+07	3,00E+07
3(Axe4)	0,19531		2,61E+06	2,61E+06	12,45	11,53	3,24E+07	3,00E+07
4(AxeB)	0,00056		6,21E+03	6,21E+03	6,43	6,00	3,99E+04	3,73E+04
4(AxeB)	0,00056		6,21E+03	6,21E+03	6,43	12,60	3,99E+04	7,82E+04
5(AxeB')	0,00042		3,58E+03	3,58E+03	9,13	8,05	3,27E+04	2,88E+04
4(AxeB)	0,00056		6,21E+03	6,21E+03	6,43	6,00	3,99E+04	3,73E+04
6(AxeC)	0,00042		4,66E+03	4,66E+03	10,98	8,05	5,11E+04	3,75E+04
7(AxeC)	0,00056		6,21E+03	6,21E+03	10,98	12,60	6,81E+04	7,82E+04
				Σ	6,86E+06		6,16E+07	7,48E+07
				Xi =	8,97 m			
				Yi =	10,90 m			

B/- Sens transversal :

Niveau8, 7 et 6 :**Tableau IV.30-** Calcul de centre de la rigidité des niveau8, 7 et 6 sens transversal.

Eléments	Ix élément (m)		R élément (KN/m)	Ri (KN/m)	Xi (m)	Yi (m)	Ri Xi (KN)	Ri Yi (KN)
PortiqueA	P(30)	0,00068	1,55E+04	1,09E+05	1,43	11,40	1,55E+05	1,24E+06
PortiqueB				1,75E+05	6,28	11,40	1,10E+06	1,99E+06
PortiqueC	P(35)	0,00125	2,88E+04	1,62E+05	10,98	11,40	1,77E+06	1,84E+06
PortiqueD				8,86E+04	15,68	9,50	1,39E+06	8,42E+05
PortiqueE				6,21E+04	19,98	9,50	1,24E+06	5,90E+05
1(Axes3)		0,00048	1,10E+04	1,10E+04	9,90	7,23	1,09E+05	7,95E+04
2(Axe4)		0,00070	1,62E+04	1,62E+04	4,95	11,53	8,01E+04	1,86E+05
3(Axe4)		0,00070	1,62E+04	1,62E+04	12,45	11,53	2,01E+05	1,86E+05
4(AxeB)		0,10000	1,84E+06	1,84E+06	6,43	6,00	1,18E+07	1,10E+07
4(AxeB)		0,10000	1,84E+06	1,84E+06	6,43	12,60	1,18E+07	2,31E+07
5(AxeB')		0,04219	5,68E+05	5,68E+05	9,13	8,05	5,19E+06	4,57E+06
4(AxeB)		0,10000	1,84E+06	1,84E+06	10,98	6,00	2,01E+07	1,10E+07
6(AxeC)		0,04219	7,74E+05	7,74E+05	10,98	8,05	8,50E+06	6,23E+06
7(AxeC)		0,10000	1,84E+06	1,84E+06	10,98	12,60	2,01E+07	2,31E+07
			Σ	9,33E+06			8,36E+07	8,61E+07
			Xi =	8,97 m				
			Yi =	9,23 m				

Niveau5, 4 et 3 :**Tableau IV.31-** Calcul de centre de la rigidité des niveau5, 4 et 3 sens transversal.

Eléments	Ix élément (m)		R élément (KN/m)	Ri (KN/m)	Xi (m)	Yi (m)	Ri Xi (KN)	Ri Yi (KN)
PortiqueA	P(30)	0,00068	1,55E+04	1,09E+05	1,43	11,40	1,55E+05	1,24E+06
PortiqueB				2,76E+05	6,28	11,40	1,73E+06	3,15E+06
PortiqueC	P(40)	0,00213	4,91E+04	2,43E+05	10,98	11,40	2,67E+06	2,77E+06
PortiqueD				1,29E+05	15,68	9,50	2,03E+06	1,23E+06
PortiqueE				6,21E+04	19,98	9,50	1,24E+06	5,90E+05
1(Axes3)		0,00048	1,10E+04	1,10E+04	9,90	7,23	1,09E+05	7,95E+04
2(Axe4)		0,00070	1,62E+04	1,62E+04	4,95	11,53	8,01E+04	1,86E+05
3(Axe4)		0,00070	1,62E+04	1,62E+04	12,45	11,53	2,01E+05	1,86E+05
4(AxeB)		0,10000	1,84E+06	1,84E+06	6,43	6,00	1,18E+07	1,10E+07
4(AxeB)		0,10000	1,84E+06	1,84E+06	6,43	12,60	1,18E+07	2,31E+07
5(AxeB')		0,04219	5,68E+05	5,68E+05	9,13	8,05	5,19E+06	4,57E+06
4(AxeB)		0,10000	1,84E+06	1,84E+06	10,98	6,00	2,01E+07	1,10E+07
6(AxeC)		0,04219	7,74E+05	7,74E+05	10,98	8,05	8,50E+06	6,23E+06
7(AxeC)		0,10000	1,84E+06	1,84E+06	10,98	12,60	2,01E+07	2,31E+07
			Σ	9,55E+06			8,58E+07	8,85E+07
			Xi =	8,98 m				
			Yi =	9,27 m				

Niveau2 et 1 :

Tableau IV.32- Calcul de centre de la rigidité des niveau2 et 1 sens transversal.

Eléments	Ix élément (m)		R élément (KN/m)	Ri (KN/m)	Xi (m)	Yi (m)	Ri Xi (KN)	Ri Yi (KN)
PortiqueA	P(35)	0,00125	2,88E+04	2,01E+05	1,43	11,40	2,87E+05	2,30E+06
PortiqueB				4,51E+05	6,28	11,40	2,83E+06	5,14E+06
PortiqueC	P(45)	0,00342	7,86E+04	4,01E+05	10,98	11,40	4,40E+06	4,57E+06
PortiqueD				2,15E+05	15,68	9,50	3,37E+06	2,04E+06
PortiqueE				1,15E+05	19,98	9,50	2,30E+06	1,09E+06
1(Axes3)	0,00048		1,10E+04	1,10E+04	9,90	7,23	1,09E+05	7,95E+04
2(Axe4)	0,00070		1,62E+04	1,62E+04	4,95	11,53	8,01E+04	1,86E+05
3(Axe4)	0,00070		1,62E+04	1,62E+04	12,45	11,53	2,01E+05	1,86E+05
4(AxeB)	0,10000		1,84E+06	1,84E+06	6,43	6,00	1,18E+07	1,10E+07
4(AxeB)	0,10000		1,84E+06	1,84E+06	6,43	12,60	1,18E+07	2,31E+07
5(AxeB')	0,04219		5,68E+05	5,68E+05	9,13	8,05	5,19E+06	4,57E+06
4(AxeB)	0,10000		1,84E+06	1,84E+06	10,98	6,00	2,01E+07	1,10E+07
6(AxeC)	0,04219		7,74E+05	7,74E+05	10,98	8,05	8,50E+06	6,23E+06
7(AxeC)	0,10000		1,84E+06	1,84E+06	10,98	12,60	2,01E+07	2,31E+07
			Σ	1,01E+07			9,11E+07	9,47E+07
				Xi =	9,01 m			
				Yi =	9,36 m			

Niveau RDC :

Tableau IV.33- Calcul de centre de la rigidité du niveau RDC sens transversal.

Eléments	Ix élément (m)		R élément (KN/m)	Ri (KN/m)	Xi (m)	Yi (m)	Ri Xi (KN)	Ri Yi (KN)
PortiqueA	P(35)	0,00125	1,67E+04	1,17E+05	1,43	11,40	1,66E+05	1,33E+06
PortiqueB				2,61E+05	6,28	11,40	1,64E+06	2,98E+06
PortiqueC	P(45)	0,00342	4,56E+04	2,32E+05	10,98	11,40	2,55E+06	2,65E+06
PortiqueD				1,25E+05	15,68	9,50	1,95E+06	1,18E+06
PortiqueE				6,67E+04	19,98	9,50	1,33E+06	6,34E+05
1(Axes3)	0,00048		6,38E+03	6,38E+03	9,90	7,23	6,31E+04	4,61E+04
2(Axe4)	0,00070		9,38E+03	9,38E+03	4,95	11,53	4,64E+04	1,08E+05
3(Axe4)	0,00070		9,38E+03	9,38E+03	12,45	11,53	1,17E+05	1,08E+05
4(AxeB)	0,10000		1,10E+06	1,10E+06	6,43	6,00	7,09E+06	6,62E+06
4(AxeB)	0,10000		1,10E+06	1,10E+06	6,43	12,60	7,09E+06	1,39E+07
5(AxeB')	0,04219		3,58E+05	3,58E+05	9,13	8,05	3,27E+06	2,88E+06
4(AxeB)	0,10000		1,10E+06	1,10E+06	10,98	6,00	1,21E+07	6,62E+06
6(AxeC)	0,04219		4,66E+05	4,66E+05	10,98	8,05	5,11E+06	3,75E+06
7(AxeC)	0,10000		1,10E+06	1,10E+06	10,98	12,60	1,21E+07	1,39E+07
			Σ	6,07E+06			5,47E+07	5,67E+07
				Xi =	9,01 m			
				Yi =	9,35 m			

IV.3.2- Calcul du centre de torsion du bâtiment :

Tableau IV.34- Calcul de centre de torsion.

Niveaux	Sens	xi (m)	yi (m)	Ri (KN)	Ri Xi	Yi Mi
8, 7 et 6	Longitudinal	8,91	10,92	1,11E+07	9,89E+07	1,21E+08
	Transeversal	8,97	9,93	9,33E+06	8,37E+07	9,26E+07
			Σ	2,04E+07	1,83E+08	2,14E+08
			$X_i =$	8,94 m		
			$Y_i =$	10,47 m		
5, 4 et 3	Longitudinal	8,94	10,91	1,13E+07	1,01E+08	1,23E+08
	Transeversal	8,98	9,27	9,55E+06	8,58E+07	8,85E+07
			Σ	2,09E+07	1,87E+08	2,12E+08
			$X_i =$	8,96 m		
			$Y_i =$	10,16 m		
2 et 1	Longitudinal	8,97	10,90	1,18E+07	1,06E+08	1,29E+08
	Transeversal	9,01	9,36	1,01E+07	9,10E+07	9,45E+07
			Σ	2,19E+07	1,97E+08	2,23E+08
			$X_i =$	8,99 m		
			$Y_i =$	10,19 m		
RDC	Longitudinal	8,97	10,90	6,86E+06	6,15E+07	7,48E+07
	Transeversal	9,01	9,35	6,07E+06	5,47E+07	5,68E+07
			Σ	1,29E+07	1,16E+08	1,32E+08
			$X_i =$	8,99 m		
			$Y_i =$	10,17 m		

Tableau IV.35- Centre de torsion de chaque niveau.

Niveaux	X_i (m)	Y_i (m)
8, 7 et 6	8,92	11,11
5, 4 et 3	8,95	11,10
2 et 1	8,99	11,08
RDC	9,00	11,07

IV.4- Détermination de l'excentricité :

A/- L'excentricité calculée :

$$e_x = |X_G - X_C|, \quad e_y = |Y_G - Y_C|$$

B/- L'excentricité accidentelle : RPA (art. 4.3.7)

Les règles de RPA exige de tenir compte une excentricité fictive du aux défauts d'exécution, sa valeur est fixé à $\pm 0,05 L$, (L étant la plus grande dimension du bâtiment perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée du niveau considéré et suivant chaque direction. $e_a = 5\%L$

Donc l'excentricité exigée par RPA99/V2003 est :

$$e = \max(e_x, e_y, e_{accidentelle})$$

Tableau IV.36- L'excentricité.

Niveaux		C.D.M	C.D.T	e (calculée)	e (accidentelle)
8	X	9,18	8,94	0,24	1,13
	Y	10,76	10,47	0,29	
7 et 6	X	9,17	8,94	0,23	
	Y	10,74	10,47	0,29	
5, 4 et 3	X	9,17	8,96	0,21	
	Y	10,74	10,16	0,58	
2 et 1	X	9,17	8,99	0,18	
	Y	10,75	10,19	0,56	
RDC	X	9,19	8,99	0,20	
	Y	10,75	10,17	0,58	

Donc on adopte : $e = 1,13 \text{ m}$

IV.5- Détermination du poids total :

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

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, $\beta = 0,2$ (Bâtiment d'habitation).

A/- Les charges permanentes :

Tableau IV.37- Les charges permanentes.

Elements	Niveau 8	N7 et 6	N5, 4 et 3	N2 et 1	RDC
Acrotère	207,35	-	-	-	-
Plancher	1826,57	1490,83	1490,83	1490,83	1490,83
Balcons	253,44	222,06	222,06	222,06	222,06
Dalle de l'ascenseur	15,56	-	-	-	-
Poutres P	532,00	501,75	501,75	501,75	501,75
Poutres S	280,39	269,63	269,63	269,63	269,63
Poteaux	98,88	197,76	226,56	296,64	355,74
Voiles	91,06	182,11	182,11	182,11	215,96
Murs extérieurs	308,14	616,28	616,28	616,28	724,05
Escaliers	-	73,81	73,81	73,81	83,48
Σ	3613,39	3554,23	3583,03	3653,11	3863,50

B/- Les charges d'exploitations :

Tableau IV.38- Les charges d'exploitations.

Niveaux		Q (KN/m)	Surface (m ²)	Poids (KN)
N 8 (Terrasse)		1,00	352,87	352,87
N 7 - 1	Plancher	1,50	329,85	494,78
	Balcons	3,50	16,27	56,95
	Escalier	2,50	9,40	23,49
			Σ	928,08
RDC	Plancher	1,50	328,35	492,53
	Balcons	3,50	16,27	56,95
	Escalier	2,50	11,12	27,80
			Σ	577,27

C/- Le poids total de chaque niveau :

Tableau IV.39- Le poids total de chaque niveau.

Niveaux	G (KN)	0,2Q (KN)	Poids (KN)
N8	3613,39	70,57	3683,96
N7 et 6	3554,23	185,62	3739,85
N5, 4 et 3	3583,03	185,62	3768,65
N2 et 1	3653,11	185,62	3838,73
RDC	3863,50	115,45	3978,95
		$W = \Sigma W_i =$	34126,00

IV.6- Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les caractéristiques géométriques de tous les éléments de la structure. Ces caractéristiques sont nécessaires dans l'étude dynamique dans le chapitre suivant.

Chapitre V : Etude dynamique

V.1- Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et 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. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts sera conduite par le logiciel Robot millenium.

V.2- Objectif de l'étude dynamique :

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

V.3- Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres - poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

V.4- Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G + Q$
- ELA : $G + Q + 1,2E$
- ELA : $G + Q + E$
- ELA : $0,8G \pm E$

V.5- Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

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

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique I, groupe d'usage 02.

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites à la condition de régularité en plan (forme irrégulière). A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, car cette méthode est utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures ROBOT millenium.

V.5.1- Méthode dynamique modale spectrale :

A/- Principe :

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.

B/- Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

C/- Choix du type de contreventement :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte, le contreventement assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition:

- 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.

V.5.2- Modélisation :

L'étude de la structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions. Le modèle adopté comporte dix niveaux, avec un encastrement à la base. Après une simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 Version 2003.

V.5.3- Spectre de réponse de calcul : RPA99/V2003 (art 4.3.3)

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \end{cases}$$

Coefficient d'accélération de zone : "A"

RPA99/V2003 (tableau 4.1) : Groupe 2, Zone I → A = 0,08

Coefficient de comportement de la structure : "R"

RPA99/V2003 (tableau 4.3) : Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $\rightarrow R = 5$

Facteur de qualité : "Q" RPA99/V2003 (page 38 et tableau 4.4)

Vu que notre structure est importante, on suppose que les matériaux utilisés sont contrôlés, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux.

$$Q = Q_x = Q_y = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0,10 = 1,10$$

Facteur de correction d'amortissement : η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \quad (4 - 3)$$

ξ (%) : Pourcentage d'amortissement de la structure. RPA99/V2003 (tableau 4.2)

On prend un remplissage dense en béton armé $\xi = 10\%$ (tableau 4.2) $\rightarrow \eta = 0,764 \geq 0,7$

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

RPA99/V2003 (tableau 4.7) : S_3 (site meuble) $\rightarrow T_1 = 0.15s, T_2 = 0.50s$

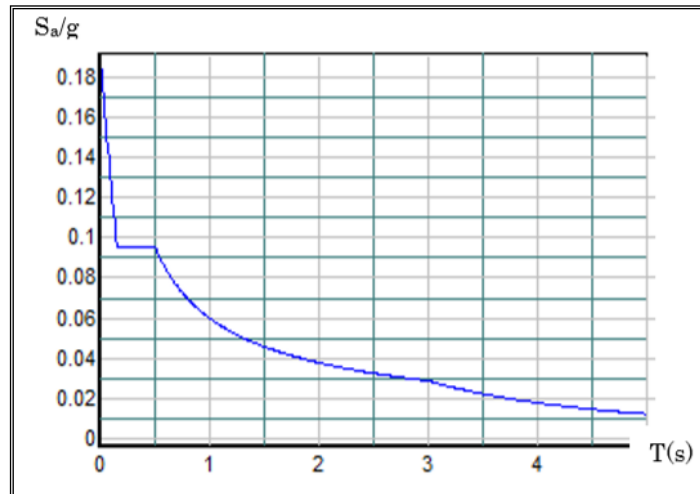


Fig V.1- La courbe de spectre de réponse.

- **Estimation de la période fondamentale de la structure : T**

RPA99/V2003 (art 4.2.4)

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4 - 6)$$

h_N : Hauteur du bâtiment jusqu'au dernier niveau. $h_N = 28,05 m$

C_T : Coefficient RPA99/V2003 (tableau 4.6) dans notre structure, on a un contreventement assuré par des voiles en béton armé : $C_T = 0,050$

$$T = 0,050 \times 28,05^{3/4} = 0.61s$$

$$\text{Et :} \quad T = 0,09h_N/\sqrt{L'} \quad (4 - 7)$$

L' : La dimension du bâtiment.

$$L'_x = 19,0 \text{ m} \rightarrow T_x = 0,09 \times 28,05/\sqrt{19,0} = 0.579s$$

$$L'_y = 22,5 \text{ m} \rightarrow T_y = 0,09 \times 28,05/\sqrt{22,5} = 0.532s$$

On prend dans chaque direction la plus petite des deux valeurs de T :

$$T_x = 0.579s, T_y = 0.532s$$

$$0.30s < (T_x, T_y) < 0.5s \rightarrow \frac{S_a}{g} = 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

V.5.4- Modes de vibration et taux de participation des masses :

D'après RPA99/V2003 (art 4.3.4) 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. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Les résultats obtenus pour les 9 modes de vibration sont illustrés dans le tableau ci-après.

Tableau V.1- Taux de participation des masses.

Mode N°	Période T (s)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Masse modale cumulées Ux (%)	Masse modale cumulées Uy (%)
1	1,044	0,670	71,590	0,670	71,590
2	0,938	76,694	0,187	77,364	71,777
3	0,798	0,192	1,820	77,556	73,597
4	0,224	0,250	14,911	77,806	88,508
5	0,183	12,320	0,288	90,126	88,796
6	0,147	0,019	0,047	90,145	88,843
7	0,099	1,908	2,964	92,053	91,807
8	0,087	2,288	2,198	94,341	94,005
9	0,064	0,040	0,002	94,381	94,007

On voit que la condition du RPA (Art 4.3.4) sur le nombre minimum de modes à retenir est satisfaite à partir du 7ème mode et cela pour les deux directions principales x et y. Toutefois,

pour la suite de l'analyse sismique et dans le souci d'une meilleure approximation, on ne va pas s'abstenir à l'utilisation des 6 modes. Nous allons considérer les 9 modes qui correspondent à des taux de participation des masses de 90% selon X et 90% selon Y.

En outre, les résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction $y-y'$ est prépondérante (71,59%), ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même chose peut être constatée pour le 2ème mode suivant la direction $x-x'$ (76,694%), et le 3ème mode est une rotation autour de $z-z'$.



Fig V.2- 1er mode de vibration.

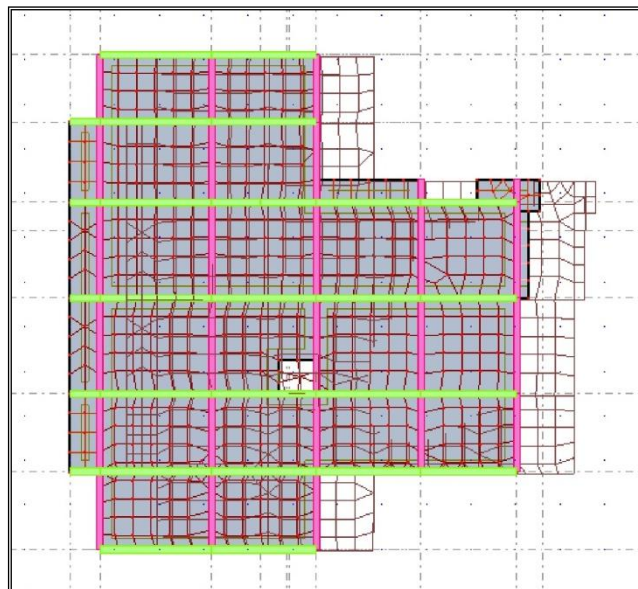


Fig V.3- 2ème mode de vibration.



Fig V.5- 3ème mode de vibration.

V.5.5- Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99/V2003 est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si ($V_t < 0,8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

Calcul de l'effort sismique par la méthode statique équivalente :

D'après le RPA99/V2003 (art 4.2.3), la force sismique totale V_t appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Facteur d'amplification dynamique moyen : D

Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ξ .

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4 - 2)$$

$$T_2 \leq (T_x, T_y) \leq 3.0s \rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.579s \rightarrow D = 1,731 \\ T_y = 0.532s \rightarrow D = 1,832 \end{cases}$$

$$W = 34\,126,00 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{0,08 \times 1,731 \times 1,1}{5} \times 34\,126,00 = 1\,039,79 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,08 \times 1,832 \times 1,1}{5} \times 34\,126,00 = 1\,100,07 \text{ KN}$$

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

Tableau V.2- Vérification de la résultante sismique.

Sens	V _{dy} (KN)	V _{st} (KN)	0,8V _{st}	Condition
x-x	967,856	1039,79	831,832	V
y-y	992,368	1100,07	880,056	V

V.5.6- Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{art 4.4.3})$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement. ($R = 5$)

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k \leq 1\%h_e$

h_e : Hauteur de l'étage.

Tableau V.3- Déplacements correspond à la combinaison des charges ELA (G+Q+EX).

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
Max	1,5	1,9	1,4	0,009	0,007	0,001
Nœud	6135	6138	5881	8755	5703	964
Cas	13(C) (CQC)	14 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	7 (C)	7 (C)	13 (C) (CQC)
Min	-1,8	-1,3	-2,7	-0,009	-0,007	-0,001
Nœud	5924	6133	5881	5766	5800	964
Cas	15 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	19 (C) (CQC)

D'après les résultats ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs maximums des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{kmax} = 1,9 < 0,01h_e = 3,06 \text{ cm}$$

V.6- Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

VI.1- Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot millenium), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2- Les poteaux :

Les poteaux sont généralement soumis à des charges verticales qu'ils transmettent jusqu'aux fondations. Il s'agit de :

- Préciser les hypothèses d'études.
- Calculer les armatures longitudinales.
- Choisir et organiser les armatures longitudinales et transversales en respectant les dispositions constructives.

VI.2.1- Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée (poteau chargé de façon excentrée) en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le logiciel :

- Selon BAEL91 :
 - ELU : $1,35G + 1,5Q$
 - ELS : $G + Q$
- Selon RPA99 :
 - ELA : $G + Q + 1,2E$
 - ELA : $0,8G \pm E$

VI.2.1.1- Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA99/V2003 (art 7.4.3), dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30 \quad (7 - 2)$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : L'aire brute du poteau.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+ E) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.1- Vérification des poteaux sous sollicitations normales.

Etages	Poteaux	Nd (KN)	Bc (m ²)	v	Condition ($\leq 0,30$)
N8, 7 et 6	P3 (35x35)	465,589	1225	0,15	V
	P4 (30x30)	264,521	900	0,12	V
N5, 4 et 3	P2 (40x40)	879,690	1600	0,22	V
	P4 (30x30)	336,796	900	0,15	V
N2 et 1	P1 (45x45)	1342,645	2025	0,27	V
	P3 (35x35)	634,689	1225	0,21	V
RDC	P1 (45x45)	1367,500	2025	0,27	V
	P3 (35x35)	634,689	1225	0,21	V

VI.2.1.2- Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau \leq \bar{\tau} = \rho_d f_{c28} \quad (7 - 3)$$

τ : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique. $\tau = V/bd$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b) \quad (\text{art } 7.4.2.2)$$

a, b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7l_o$

Tableau VI.2- Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Niveaux	Poteaux	V (KN)	τ (Mpa)	λ_g	ρ_d	τ_{adm} (Mpa)	Condition
N8, 7 et 6	P3 (35x35)	49,955	0,446	6,110	0,075	1,875	V
	P4 (30x30)	52,843	0,641	7,128	0,075		V
N5, 4 et 3	P2 (40x40)	60,337	0,408	5,346	0,075		V
	P4 (30x30)	58,287	0,707	7,128	0,075		V
N2 et 1	P1 (45x45)	61,720	0,330	4,752	0,075		V
	P3 (35x35)	59,040	0,527	6,110	0,075		V
RDC	P1 (45x45)	61,720	0,330	5,546	0,075		V
	P3 (35x35)	59,040	0,527	7,130	0,075		V

VI.2.1.3- Recommandations du RPA99/V2003 : (art 7.4.2)**A/- Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal est de 0,7% (zone I).
- Leur pourcentage maximal est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement L_r est de 40Φ (zone I).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques). La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Tableau VI.3- Sollicitations dans les poteaux suivant la combinaison plus sollicitée.

Poteaux	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
P1 (45x45)	1367,500	28,450	61,720
P2 (40x40)	879,690	20,656	60,337
P3 (35x35)	634,689	24,330	59,040
P4 (30x30)	336,796	18,042	58,287

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 Version 2003 sont illustrées dans le tableau VI.4 :

Tableau VI.4- Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Poteau	Amin (cm ²)	Amax (cm ²) zone courante	Amax (cm ²) zone de recouvrement
P1 (45x45)	14,18	81,00	121,50
P2 (40x40)	11,20	64,00	96,00
P3 (35x35)	8,58	49,00	73,50
P4 (30x30)	6,30	36,00	54,00

B/- Armatures transversales : (art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées avec cette formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \quad (7 - 1)$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

$$\rho_d = 2,50 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5$$

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \quad \text{Dans la zone nodale.}$$

$$t' \leq 15\phi_l \quad \text{Dans la zone courante.}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $A_t/t \times b_1$ en % est donnée comme suite :

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%$$

$$\text{Si : } \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$$

$$\text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de ϕ_{10} .

La longueur des la zone nodale h' :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, a, b, 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

VI.2.1.4- Ferrailage à l'ELUR :

Soit le poteau P1 (45x45) de RDC (le plus sollicité) :

L'enrobage c :

$$c \geq c_0 + \frac{\emptyset}{2} ; \emptyset \geq \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4,5 \text{ cm et } c_0 \geq 1 \text{ cm}$$

on prend: $\emptyset = 4,5 \text{ cm et } c_0 = 1 \text{ cm}$

$$c \geq 1 + \frac{4,5}{2} = 1 + 2,25 = 3,25 \text{ cm} \rightarrow c = 3,5 \text{ cm}$$

L'excentricité à l'ELU : BAEL83 (V.7.b)

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{28,45}{1367,50} = 0,021 \text{ m}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; l/250) \quad \text{BAEL91(art A4.3.5)}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 1,228 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\Phi) \quad \text{BAEL (art A4.3.5)}$$

α : le rapport du moment du premier ordre ;

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

Φ : le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times (0,7 \times 3,07)^2}{10^4 \times 0,45} \times 2 = 0,006 \text{ m}$$

Donc :

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,021 + 0,02 + 0,006 = 0,047 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,45}{2} - 0,035 = 0,19 \text{ m} > e_0 = 0,047 \text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_0 + \frac{h}{2} - c = \left(0,047 + \frac{0,45}{2} - 0,035\right) = 0,237 \text{ m}$$

$$\text{Moment fictive : } M_1 = N_u \times e = 1367,5 \times 0,237 = 324,05 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c) - M_1 = 1367,5 \times (0,415 - 0,035) - 324,05 = 195,60 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) bh^2 \cdot \bar{\sigma}_b &= \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,035}{0,45}\right) \times 0,45 \times 0,45^2 \times 14,2 \\ &= 354,55 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$N_u(d - c) - M_1 \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) bh^2 \cdot \bar{\sigma}_b \rightarrow C.V.$$

Donc : Le centre de pression se trouve en dehors de la section donc elle est partiellement comprimée (S.P.C), le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{324,05 \times 10^3}{14,2 \times 45 \times 41,5^2} = 0,294 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{BAEL83 page 32})$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 0,449, \quad \beta = 0,821 \rightarrow A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 23,79 \text{ cm}^2$$

La section à la flexion composée est :

$$A_s = A_u - \frac{N_u}{\sigma_s} = -10,40 \text{ cm}^2$$

$A \leq 0$ et $A' = 0$: Théoriquement, aucune armature n'est nécessaire (Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage). Il faut prévoir des armatures minimales.

Donc on va ferrailer avec Amin (RPA 99 V2003).

Tableau VI.5- Les armatures longitudinales dans les poteaux.

Poteau	Amin (cm ²)	Acal (logiciel)	Aadopté
P1 (45x45)	14,18	23,79	12T16 = 24,12 cm ²
P1 (40x40)	11,20	14,23	12T14 = 18,48 cm ²
P2 (35x35)	8,58	10,57	10T14 = 15,40 cm ²
P3 (30x30)	6,30	5,72	4T14 + 4T12 = 10,68 cm ²

- Armatures transversales :

Tableau VI.6- Les armatures transversales dans les poteaux.

Poteaux	P1 (45x45)	P2 (40x40)	P3 (35x35)	P4 (30x30)
---------	------------	------------	------------	------------

\varnothing_l (cm)	1,60	1,40	1,40	1,40
l_f (cm)	214,20	214,20	214,20	214,20
λ_g	4,76	5,335	6,12	7,14
V_u (KN)	61,72	60,337	59,040	58,287
t (cm) Zone nodale	10	10	10	10
t (cm) Zone courante	15	15	15	15
ρ_d	3,75	2,5	2,5	2,5
A_t (cm ²)	1,93	1,43	1,58	1,82
Amin (cm ²)	2,03	2,16	1,58	1,35
Nombre de barres	4Ø10	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Adopté (cm ²)	3,14 cm ²	3,14 cm ²	3,14 cm ²	3,14 cm ²

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \quad (7 - 1)$$

h_1 : Hauteur total de la section brute.

La quantité d'armatures transversales minimales $A_t/t \times b_1$ en % est donnée comme suite :

Si : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%$

Si : $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$

Si : $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

➤ Vérification au flambement : CBA (art B.8.4.1)

On doit faire la vérification suivante :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être ou plus égale a la valeur suivante :

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

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ

L'élanement d'un poteau carré ($a = b$) :

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3} l_f}{a}$$

Avec :

l_f : La longueur de flambement = $0,7 l_0$

l_0 : La longueur libre du poteau égale à 3,07 m.

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}(0,7 \times 307)}{45} = 16,54 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{16,54}{35}\right)^2} = 0,81$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérique.

$$B_r = (a - 2)(b - 2) = (45 - 2)(45 - 2) = 1\,849 \text{ cm}^2$$

A_s : est la section d'acier prise en compte dans le calcul.

$$N_u = 0,81 \left[\frac{1\,849 \cdot 10^{-4} \times 25 \cdot 10^3}{0,9 \times 1,5} + 24,12 \cdot 10^{-4} \times \frac{400 \cdot 10^3}{1,15} \right]$$

$$= 3\,453,05 \text{ KN} > 1\,367,5 \text{ KN C.V.}$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau VI.7- Vérification au flambement des poteaux.

Poteaux	Br (cm ²)	A (cm ²)	α	Nu	Nucal	Condition
P1 (45x45)	1849,00	24,12	0,81	3453,05	1367,50	V
P2 (40x40)	1444,00	18,48	0,80	2653,49	879,69	V
P3 (35x35)	1089,00	15,40	0,79	2016,33	364,69	V
P4 (30x30)	784,00	10,68	0,77	1403,96	336,80	V

➤ Vérifications des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc1} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg'}} V \quad \text{fibre supérieure}$$

$S = b \times h + 15A$ section homogène

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{bh^3}{2} + 15Ad}{S}$$

$$I_{gg'} = \frac{b}{3} V^3 + 15A(d - V)^2$$

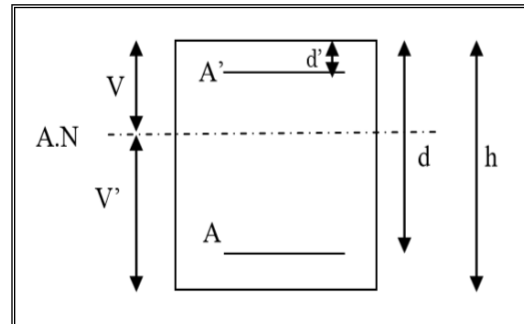


Fig VI.1- Section d'un poteau.

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8- Vérification des contraintes.

Poteaux	P1 (45x45)	P2 (40x40)	P3 (35x35)	P4 (30x30)
d (cm)	41,50	37,00	32,00	27,50
S (m ²)	0,215	0,212	0,212	0,209
A (cm ²)	8,04	6,16	6,16	4,21
V (cm)	21,29	15,16	10,17	6,50
I _{gg'} (m ⁴)	0,0019	0,0009	0,0006	0,0003
N _{ser} (KN)	956,43	615,17	443,84	235,52
M _{ser} (KN,m)	26,89	14,44	17,01	12,62
M _{serG} (KN,m)	15,33	15,36	15,53	7,41
σ _{bc1} (Mpa)	6,14	5,48	4,90	2,70
σ _{adm} (Mpa)	15	15	15	15
Condition	V	V	V	V

➤ Dispositions constructives :

Longueur des crochets :

$$L = 10\phi_t =$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40\phi_l:$$

$$\phi_l = 1,6 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \text{ on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi_l = 1,4 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

➤ Détermination de la zone nodale :

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La zone nodale est définie par h' :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, a, b, 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$

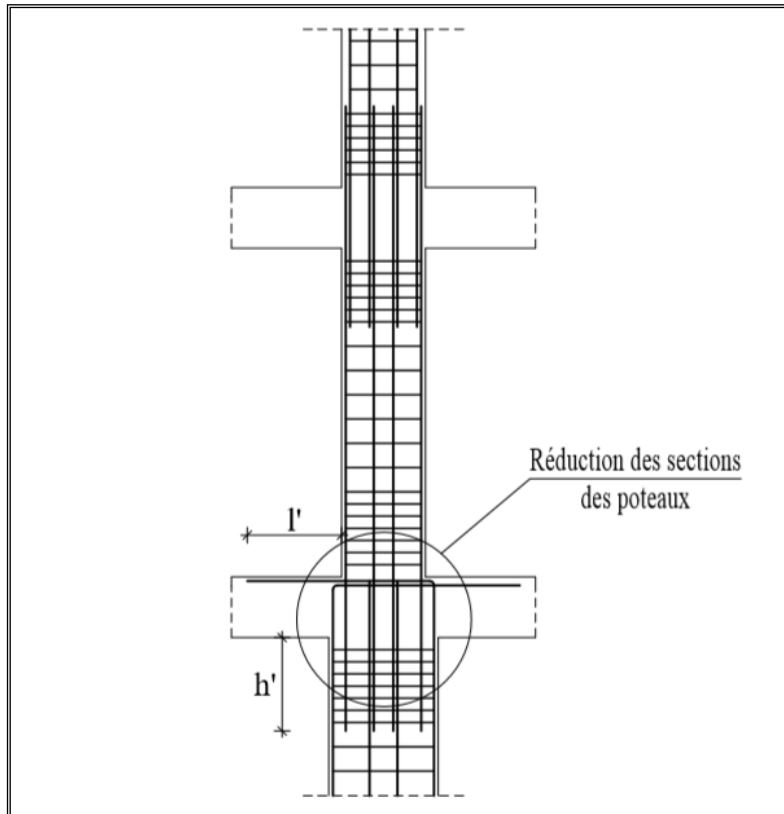


Fig VI.2- Schéma de ferrailage du poteau.

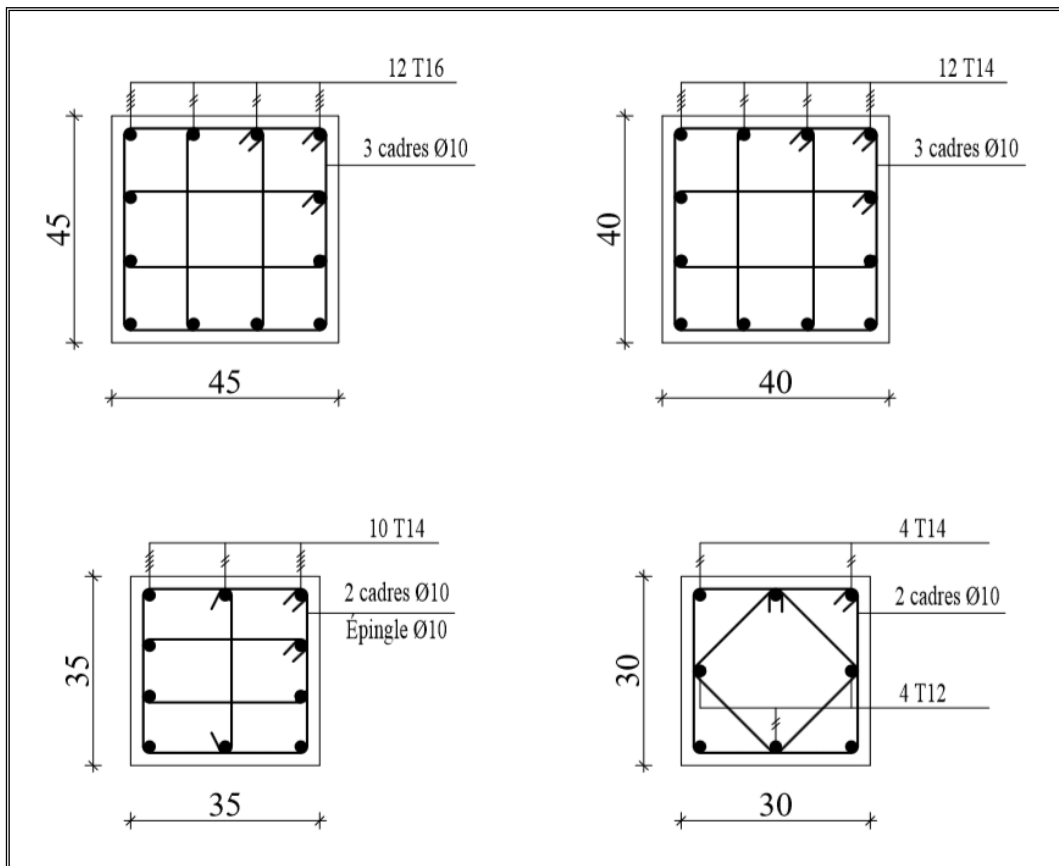


Fig VI.3- Schéma de ferrailage des poteaux.

VI.3- Les poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant ;
- Effort tranchant ;
- Effort normal.

VI.3.1- Calcul du ferrailage :

On vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en flexion simple.

Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU sous les deux situations suivantes :

- Selon BAEL91 :
 - ELU : $1,35G + 1,5Q$
- Selon RPA99 :
 - ELA : $G + Q + E$
 - ELA : $0,8G \pm E$

VI.3.1.1- Recommandations du RPA99/V2003 (art 7.5.2)

A/- Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante :
- 6% en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ (en zone I).

B/- Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.s.b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
minimum de $(h/4, 12\phi)$;
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.3.1.2- Ferrailage à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, Puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire *PP* (30x50) situé au plancher haut du RDC.

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2} ; \phi \geq \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ cm et } c_0 \geq 1 \text{ cm}$$

On prendre : $\phi = 5 \text{ cm et } c_0 = 1 \text{ cm} \rightarrow c = 3,5 \text{ cm}$

A/- Calcul les armatures longitudinales :

Calcul le moment équilibré par la table de compression :

$$\mu_u = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{127,298 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times 46,5^2} = 0,138 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{BAEL83 page 32})$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 0,187, \quad \beta = 0,925$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{127,398 \times 10^3}{0,925 \times 46,5 \times 348} = 8,5 \text{ cm}^2$$

- Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 0,23 \times \frac{2,1 \times 30 \times 42,5}{400} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t \quad (\text{C.V.})$$

Condition de RPA

On adopte $A = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$ pour les poutres principales ;

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9- Récapitulatif des résultats de ferrailage longitudinal à l'ELU des poutres.

Niveaux	Poutres		M	Acal	Amin	Aadopté (cm ²)	Condition
Terrasse	Principales (30x50)	Travée	76,020	4,91	1,68	3T12+3T14 = 8,01	V
		Appui	-96,125	6,29	1,68	3T12+3T14 = 8,01	V
	Secondaires (30x30)	Travée	45,200	5,11	1,00	6T12 = 6,79	V
		Appui	-37,420	4,17	1,00	6T12 = 6,79	V
Etage courant	Principales (30x50)	Travée	127,298	8,50	1,68	3T14+3T16 = 10,65	V
		Appui	-106,350	7,00	1,68	3T14+3T16 = 10,65	V
	Secondaires (30x30)	Travée	51,320	5,88	1,00	6T12 = 6,79	V
		Appui	-37,870	4,22	1,00	6T12 = 6,79	V

B/- Calcul des armatures transversales : BAEL91 (art A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) ; \phi_l : \text{diamètre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{500}{35}; 12; \frac{300}{10}\right) = \min(14,3; 12; 30) = 12 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 10 \text{ mm} \quad \text{FeE235}$$

On adopte $A_t = 4 \phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (Un cadre et un étrier) pour les poutres.

- L'espaceur : RPA99/V2003

Zone nodale : $S_t = \min(h/4, 12\phi)$

PP: $S_t \leq \min\left(\frac{50}{4}, 12\right) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

PS: $S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12\right) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq h/2$

PP: $S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

PS: $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

- Vérifications des armatures minimales selon les conditions de RPA99/V2003 :

$$A_{min} = 0,003.S_t.b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm} < A$$

- Les longueurs de recouvrement :

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \text{ Soit: } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \text{ Soit: } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \text{ Soit: } L_r = 50 \text{ cm}$$

C/- Vérifications :

- Vérification du pourcentage des armatures longitudinales selon le RPA99/V2003 :

Poutres principales :

En zone courante : $A_{max} = 0,04 \times bh = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 > A$ (C.V.)

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0,04 \times bh = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 > A$ (C.V.)

Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max} = 0,04 \times bh = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 > A$ (C.V.)

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0,04 \times bh = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 > A$ (C.V.)

- Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10- Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condition
Principales (30x50)	160,38	1,07	3,33	V
Secondaires (30x30)	45,365	0,50	3,33	V

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

L'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

L'appui de rive :

$$A_l \geq V_u \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant.

Poutres	Appui int.	Appui de rive	Condition
Principales (30x50)	-2,69	4,61	V
Secondaires (30x30)	-3,09	1,30	V

- Vérifications à l'ELS : (vérification des contraintes) BAEL91 (art A.4.5)

État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

État limite de compression du béton : BAEL83

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de l'escalier.

Poutres	Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Condition
Principales (30x50)	Travée	127,298	17,56	187941,28	11,89	15 Mpa	V
	Appui	- 106,35	17,56	187941,28	9,93		V
Secondaires (30x30)	Travée	51,32	10,69	40996,48	13,38		V
	Appui	37,87	10,69	40996,48	9,87		V

Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression.

État limite de déformation : Vérification de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}; \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Poutres principales :

$$\frac{h}{l} = \frac{50}{500} = 0,1 > \frac{1}{16} \quad (C.V.)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{h}{l} = \frac{50}{500} = 0,1 > \frac{56,47}{10 \times 127,35} = 0,044 \quad (C.V.)$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{10,65}{30 \times 46,5} = 0,0076 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \quad (C.V.)$$

Poutres secondaires :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{430} = 0,07 > \frac{1}{16} \quad (C.V.)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{h}{l} = \frac{30}{500} = 0,06 > \frac{19,45}{10 \times 51,32} = 0,039 \quad (C.V.)$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6,79}{30 \times 27,5} = 0,0082 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \quad (C.V.)$$

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

Dispositions constrictives des armatures dans les poutres :

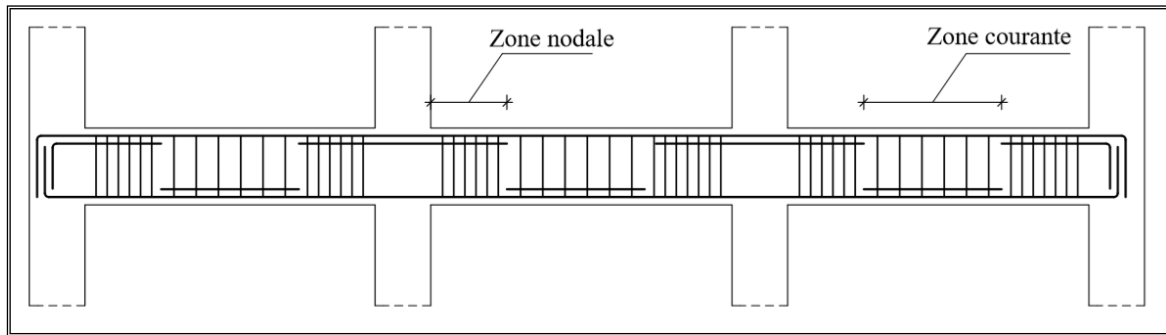


Fig VI.4- Dispositions constructive des armatures des poutres.

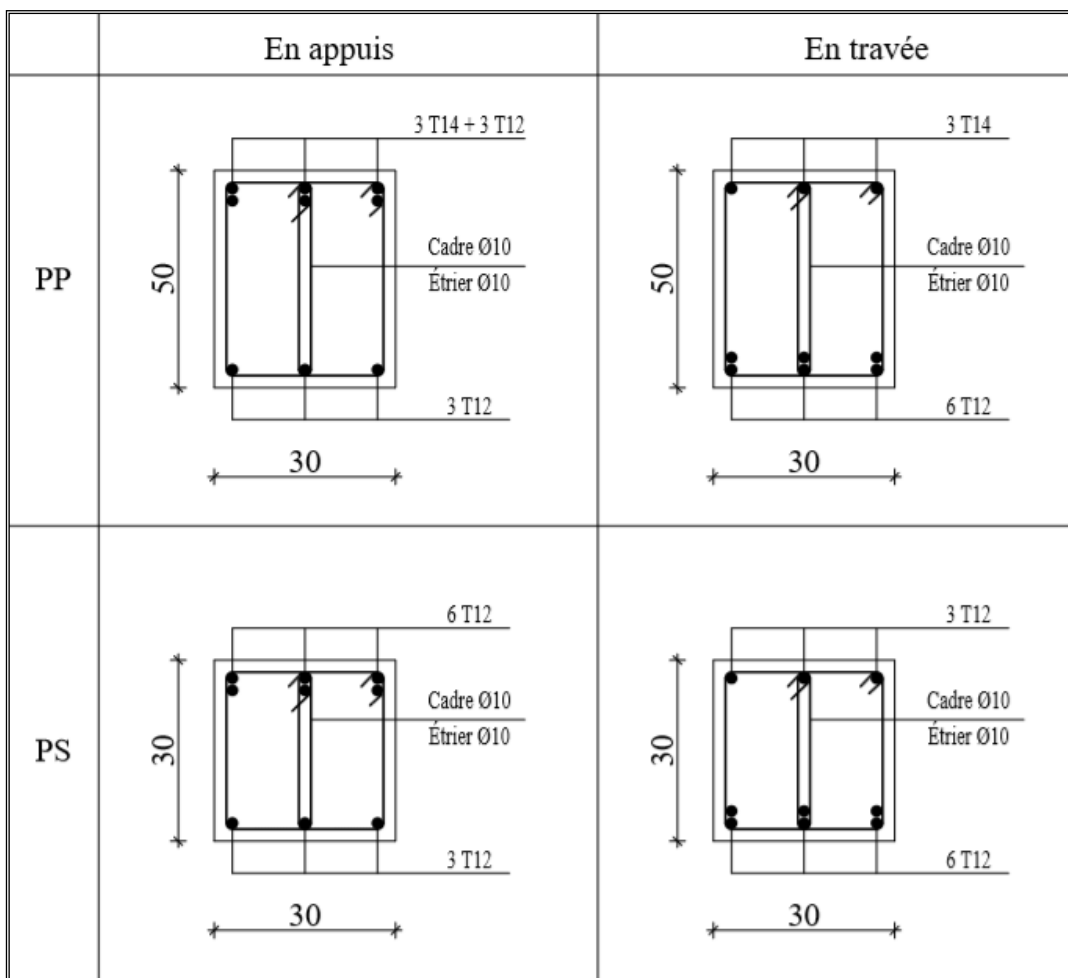


Fig VI.5- Section de ferrailage des poutres du plancher terrasse.

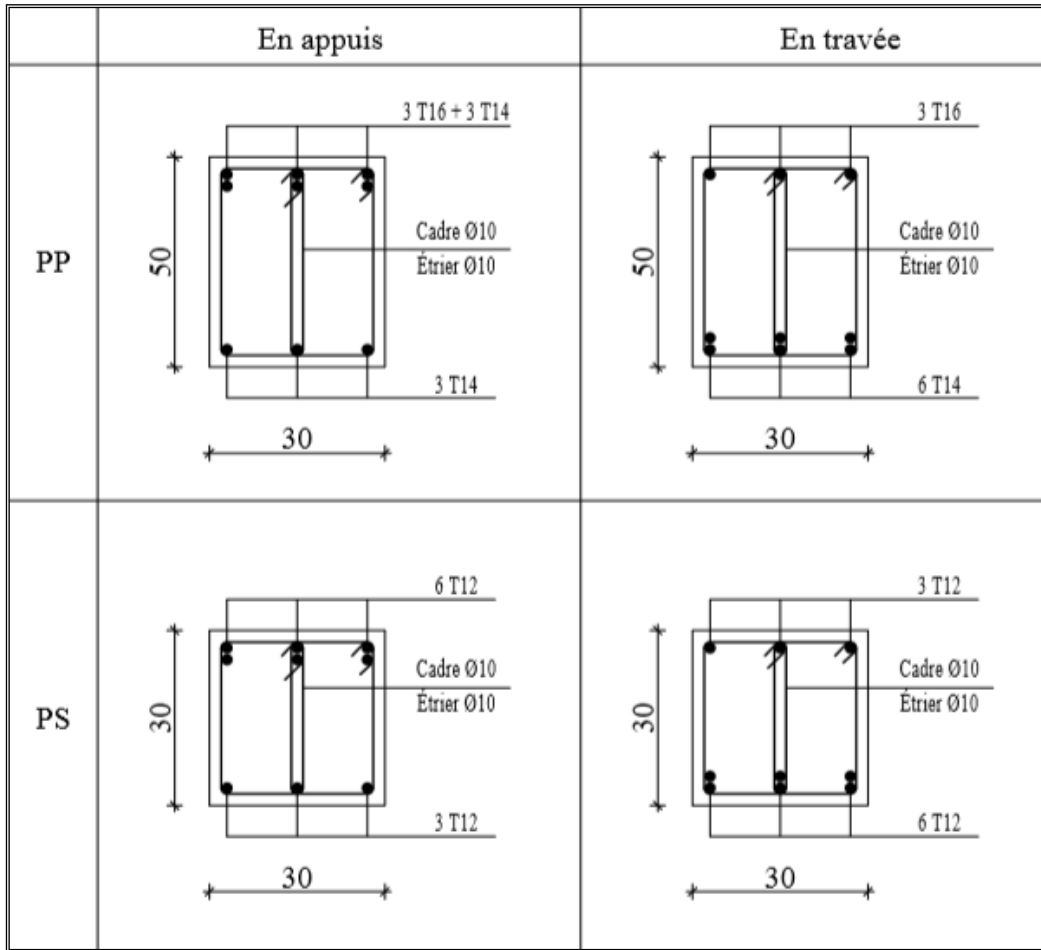


Fig VI.6- Section de ferrailage des poutres d'étage courant.

D/- Vérification des zones nodale :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA99/V2003 (art 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et plutôt que dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœud est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1,25. Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25(|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

- Détermination du moment résistant :

Le moment résistant M d'une section de béton dépend :

- Des dimensions de la section du béton ;
- De la quantité d'acier dans la section du béton ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_n = A_n z \sigma_s ; M_s = A_s z \sigma_s ; M_w = A_w z \sigma_s ; M_e = A_e z \sigma_s$$

M_n, M_s : Les moments résistants ultimes dans les poteaux.

M_w, M_e : Les moments résistants ultimes dans les poutres.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier, tel que $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Z : Bras de levier, tel que $z = h - 2c$

h : La hauteur totale de la section du béton.

Les poteaux :

$$P1 (45 \times 45) \rightarrow Z = 0,38 \text{ m} ; A_s = 24,12 \text{ cm}^2$$

$$P2 (40 \times 40) \rightarrow Z = 0,34 \text{ m} ; A_s = 18,48 \text{ cm}^2$$

$$P3 (35 \times 35) \rightarrow Z = 0,29 \text{ m} ; A_s = 15,40 \text{ cm}^2$$

$$P4 (30 \times 30) \rightarrow Z = 0,25 \text{ m} ; A_s = 10,68 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.13- Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	Mn (KN,m)	Ms (KN,m)	Mn + Ms
RDC, N1	366,62	366,62	733,25
N2	251,33	366,62	617,95
N3, N4	251,33	251,33	502,66
N5	178,64	251,33	429,97
N6 - N7	178,64	178,64	357,28

Les poutres :

Tableau VI.14- Moments résistants dans les poutres.

Poutres	z (m)	A (cm ²)	Me (KN,m)	Mw (KN,m)	1,25(Me + Mw)
PP (30x50)	0,43	10,65	159,37	159,37	398,42
PS (30x30)	0,25	6,79	59,07	59,07	147,68

D'après les résultats, la vérification des zones nodales est justifiée donc les rotules plastiques se formeront dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

VI.4- Les voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent (action climatique) ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION). Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VI.4.1- Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algériens RPA99/2003. Les voiles vont être calculés en flexion composée sous les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 :
 - ELU : $1,35G + 1,5Q$
 - ELS : $G + Q$
- Selon RPA99 :
 - ELA : $G + Q + E$

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section (0,15 x 1ml). La section d'armature longitudinale sera vérifiée pour la partie tendue, puis généralisée sur toute la longueur du voile.

VI.4.1.1- Recommandations du RPA99/V2003 (art 7.4.2)

A/- Les armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Pour centrage minimum d'armatures verticales :

$$A_v^{min} = 0,2\%(L_t \times e)$$

L_t : Longueur de la zone tendue. $L_t=L/10$

e : L'épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ceinturées avec des cadres horizontaux avec : $t \leq e$ (enrobage).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile L , et $t' \leq 15cm$.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B/- Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur 10Ø.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².

C/- Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures est donné :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante (non tendue) 0,10%

On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :

- L'espacement : $S_t = \min(1,5e, 30 cm)$.

VI.4.1.2- Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifier la condition suivante : RPA99/V2003 (art 7.7.2)

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28} = 5 Mpa$$

d : Hauteur utile = $0,9h$

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.4.1.3- Ferrailage à l'ELUR :

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{cal}/face$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adop}/face$: Section d'armature adoptée pour une seule face du voile.

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.

$$A_h^{cal} = \frac{0,4 \times e \times h}{f_e}$$

$A_h^{min} = 0,15\% (e \times h)$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{adop} : Section d'armature adoptée par face pour tout le voile.

$N^{barre}/face$: Nombre de barre adoptée par face pour tout le voile.

Tableau VI.15- Ferrailage du voile 2(Axe2) ; $L = 2,5$ m et $e = 15$ cm.

Niveaux	RDC	N1 et 2	N3, 4 et 5	N6, 7 et 8
M (KN.m)	- 11,208	- 9,128	- 12,01	24,17
N (KN)	1387,081	1174,44	901,18	434,72
V (KN)	221,86	320,277	161,234	28,712
τ_u (Mpa)	1,14	1,64	0,83	0,15
τ_{adm} (Mpa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}/face$	29,13	23,93	19,20	13,32
A_v^{min}	6,00	6,00	6,00	6,00
$A_v^{adop}/face$	32,16	24,64	21,56	15,84
$N^{barre}/face$	16 T16	16 T14	14 T14	14 T12
A_h^{cal}	5,36	4,59	4,59	4,59
A_h^{min}	8,03	6,89	6,89	6,89
A_h^{adop}	9,04	7,04	7,04	7,04
$N^{barre}/face$	18 T8	14 T8	14 T8	14 T8

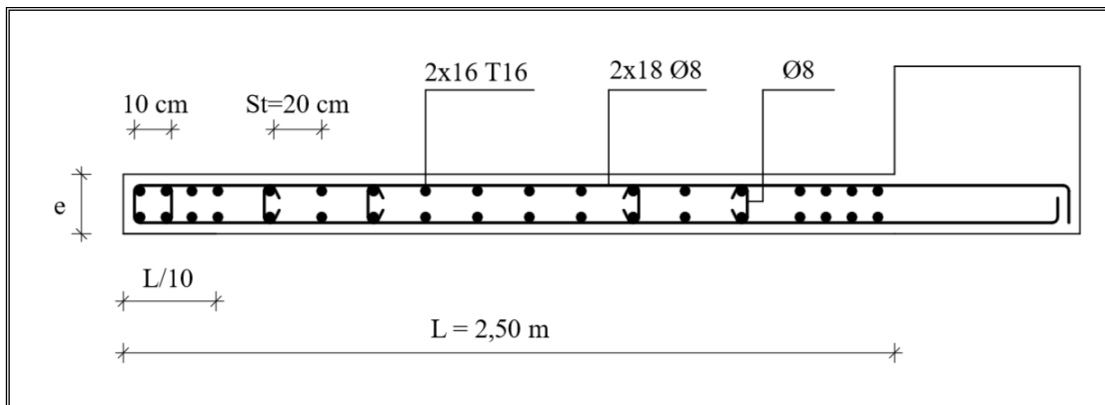


Fig VI.7- Ferrailage du voile.

Chapitre VII : Étude de fondations

VII.1- Introduction :

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Son dimensionnement nécessite la connaissance des caractéristiques du sol en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment.

VII.2- Classification de fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondations superficielles :
 - Semelles isolées ;
 - Semelles filantes ;
 - Radier général.
- Fondations profondes :
 - Fondations sur puits (semi profondes) ;
 - Fondations sur pieux (profondes).
- Fondations spéciales :
 - Fondation avec sous pression d'eau ;
 - Fondation en terrain instable ;
 - Fondation anti-vibratile.

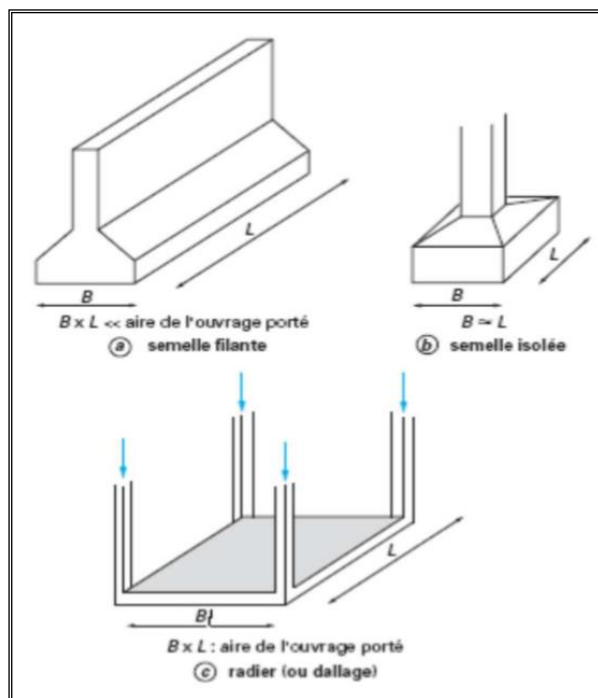


Fig VII.1- Types de fondations superficielles.

En ce qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

VII.3- Stabilité de fondations :

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des sollicitations verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

VII.4- Le choix de type de fondations :

Le choix de type de fondations dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondations.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible $\overline{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar}$ à 3 m de profondeur.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes.

A/- Combinaisons d'action à considérer :

Selon le RPA99 /2003, le calcul de fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- ELA : $G + Q + E$
- ELA : $0,8G \pm E$

B/- Pré-dimensionnement des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement des semelles isolée, il faut considérer uniquement l'effort normal N_u qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de RDC.

$$\sigma_{sol} = \frac{N_u}{AB} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

A, B : Dimensions de la semelle isolée.

On a : a, b section du poteau $\rightarrow a = b \rightarrow A = B$

$$N_{max} = 37\,015,28 \text{ KN}$$

$$N_u = 0,45 \times 0,45 \times 3,07 \times 25 + 37\,015,28 = 37\,030,82 \text{ KN}$$

$$B^2 \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}}} = 4,54 \text{ m}^2$$

Donc on prend : $A = B = 4,50 \text{ m}$

Remarque :

Vu que la section de la semelle isolée est élevée, des faibles espacements entre ces semelles isolées. Donc la solution finale est d'adopter un radier nervuré.

VII.5- Etude de radier nervuré :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- ✓ La réduction des tassements différentiels ;
- ✓ La facilité de l'exécution.

VII.5.1- Surface nécessaire pour le radier :

La surface totale nécessaire S_{nec} pour le radier peut être estimée par la formule suivante :

$$\frac{N_u}{S_{nec}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

N_u : Effort normal total transmis par la superstructure plus le poids du radier à l'ELU.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol = 1,8 bar.

Poids du radier (nervures + dalle) = 5 219,30 KN

Poids de la superstructure = 34 126,00 KN

$N_u = 1,35 \times 5\,219,30 + 34\,126,00 = 41\,168,00 \text{ KN}$

$$S_{nec} \geq \frac{41,168}{0,18} = 228,71 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment : $S_{bat} = 354,44 \text{ m}^2$

$S_{bat} > S_{nec} \rightarrow$ On opte pour un radier général (sans débord) = 354,44 m²

Débord de 1 m pour chaque côté.

Alors : $S_{rad} = 354,44 + 87 = 441,44 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est de : $S_{rad} = 441,44 \text{ m}^2$

VII.5.2- Pré dimensionnement du radier :

VII.5.2.1- La nervure du radier :

A/- Condition de la portée :

La hauteur de la nervure :

$$h_N = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$$

h_N : La hauteur de la nervure.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs = 500 cm

$$h_N = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 500 = (33,33 \div 50) \rightarrow h_N = 50 \text{ cm} \dots (1)$$

B/- Condition de rigidité

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : Longueur élastique.

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton.

I : Inertie de la section du radier.

b : La largeur du radier, on prend une bande de 1m.

K : Coefficient de réaction du sol.

Pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$I = \frac{bh_N^3}{12} \rightarrow h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{E \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5^4 \times 4 \times 10^4}{3,216 \times 10^7 \times 3,14^4}} = 0,727 \text{ m} \dots (2)$$

A partir des deux conditions (1) et (2), on prend : $h_N = 80 \text{ cm}$

La largeur de la nervure : (condition de la portée)

$$b = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{2}\right) h = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{2}\right) 80 = (16 \div 40) \rightarrow b = 40 \text{ cm}$$

Donc on adopte une section de la nervure du radier $(b \times h) = (80 \times 40) \text{ cm}^2$

VII.5.2.2- La dalle du radier :

L'épaisseur de la dalle du radier :

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \rightarrow h_0 \geq 25 \text{ cm}$$

On prend : $h_0 = 40 \text{ cm}$

Les vérifications nécessaires :

➤ Vérification des contraintes dans le sol :

σ_1, σ_2 : Contraintes maximales et minimales dans les deux extrémités du radier.

Si $\sigma_2 > 0 \rightarrow$ La Répartition est trapézoïdale ; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{moy} : Contrainte moyenne du radier.

Si $\sigma_2 > 0 \rightarrow$ La Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

Selon BAEL83 (page 249)

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} X_g, \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} (L - X_g)$$

Les caractéristiques géométriques du radier :

$$X_g = 9,26 \text{ m}, Y_g = 10,67 \text{ m}$$

$$I_{xx} = 51\,846,29 \text{ m}^4, I_{yy} = 41\,197,00 \text{ m}^4$$

- Dans le sens x-x :

$$N_u = 37\,015,28 \text{ KN}, M_y = 30\,217,32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 90,65 \text{ KN/m}^2, \sigma_2 = 75,46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 86,85 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2 \text{ C.V.}$$

- Dans le sens y-y :

$$N_u = 37\,015,28 \text{ KN}, M_x = 28\,102,70 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 89,64 \text{ KN/m}^2, \sigma_2 = 78,07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 86,74 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2 \text{ C.V.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :** (la fissuration est préjudiciable)

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2,50 \text{ Mpa}$$

$$V_u = \frac{Q \times L_{max}}{2}$$

$$Q = \frac{N_u}{S_{rad}} \times 1 \text{ m}$$

N_u : L'effort maximal revenant au radier à L'ELU.

$$V_u = \frac{37\,015,28 \times 1,00 \times 5,00}{441,44 \times 2} = 209,63 \text{ KN} \rightarrow \tau = 0,52 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \text{ (C.V.)}$$

Pas de risque de cisaillement dans le radier.

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Le poinçonnement d'une dalle (radier) se manifeste au niveau des charges concentrées, la résistance au poinçonnement est satisfaite si la condition suivante est vérifiée :

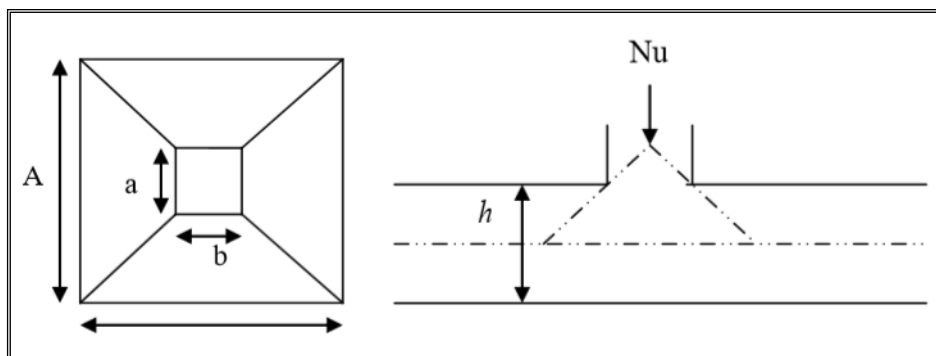


Fig VII.2- Zone de contact poteau-radier.

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (art A5.2, 42)}$$

P_u : La charge revenant au poteau le plus chargé à l'ELU.

U_c : Le périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(A + B) \rightarrow \begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases}$$

$$U_c = 2(0,45 + 0,80 + 0,45 + 0,80) = 5 \text{ m}$$

$$P_u \leq 0,045 \times 5 \times 0,8 \times \frac{25}{1,15} = 3,91 \text{ MN}$$

$$P_u = 2,72 \text{ MN} < 3,91 \text{ MN} \quad (C.V.)$$

Donc pas de risque de poinçonnement du radier.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement** : RPA99/V2003 (art 10.1.5)

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- Dans le sens x-x :

$$e_x = \frac{M_y}{N_u} = \frac{30\,217,32}{37\,015,28} = 0,82 \text{ m} < \frac{19,00}{4} = 4,75 \text{ m} \quad C.V.$$

- Dans le sens y-y :

$$e_y = \frac{M_x}{N_u} = \frac{28\,102,70}{37\,015,28} = 0,76 \text{ m} < \frac{22,50}{4} = 5,625 \text{ m} \quad C.V.$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

VII.6- Ferrailage :

VII.6.1- La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$L_x = 4,30 \text{ m et } L_y = 5,00 \text{ m}$$

- Calcul des sollicitations : à l'ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times 1 \text{ m} = \frac{37\,015,28}{441,44} = 83,85 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{430}{500} = 0,86 > 0,4$$

Donc la dalle travaille dans deux sens.

$$\rho = 0,86 \text{ (Annexe E3 BAEL91)} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0498 \times 83,85 \times 4,30^2 = 77,21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y M_x = 53,51 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 65,63 \text{ KN.m} , M_t^y = 45,48 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -38,61 \text{ KN.m}$$

$$V_u^x = \frac{q_u L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 180,93 \text{ KN} , V_u^y = \frac{P_u L_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 209,98 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,52 \text{ Mpa}$$

La dalle du radier est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Et le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de longueur dans les deux directions, et d'épaisseur $h_0 = 40 \text{ cm}$.

Le tableau suivant résume le ferrailage de la dalle en travée et en appui.

Tableau VII.1- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la dalle du radier.

		$M(\text{KN.m})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	$\tau_u (\text{Mpa})$
Travée	Sens x-x	65,63	3,97	5,80	6T14 =9,24	$0,45 < \bar{\tau}_u$
	Sens y-y	45,48	2,74		6T14 =9,24	
Appui		- 38,61	2,32		6T14 =9,24	

- Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

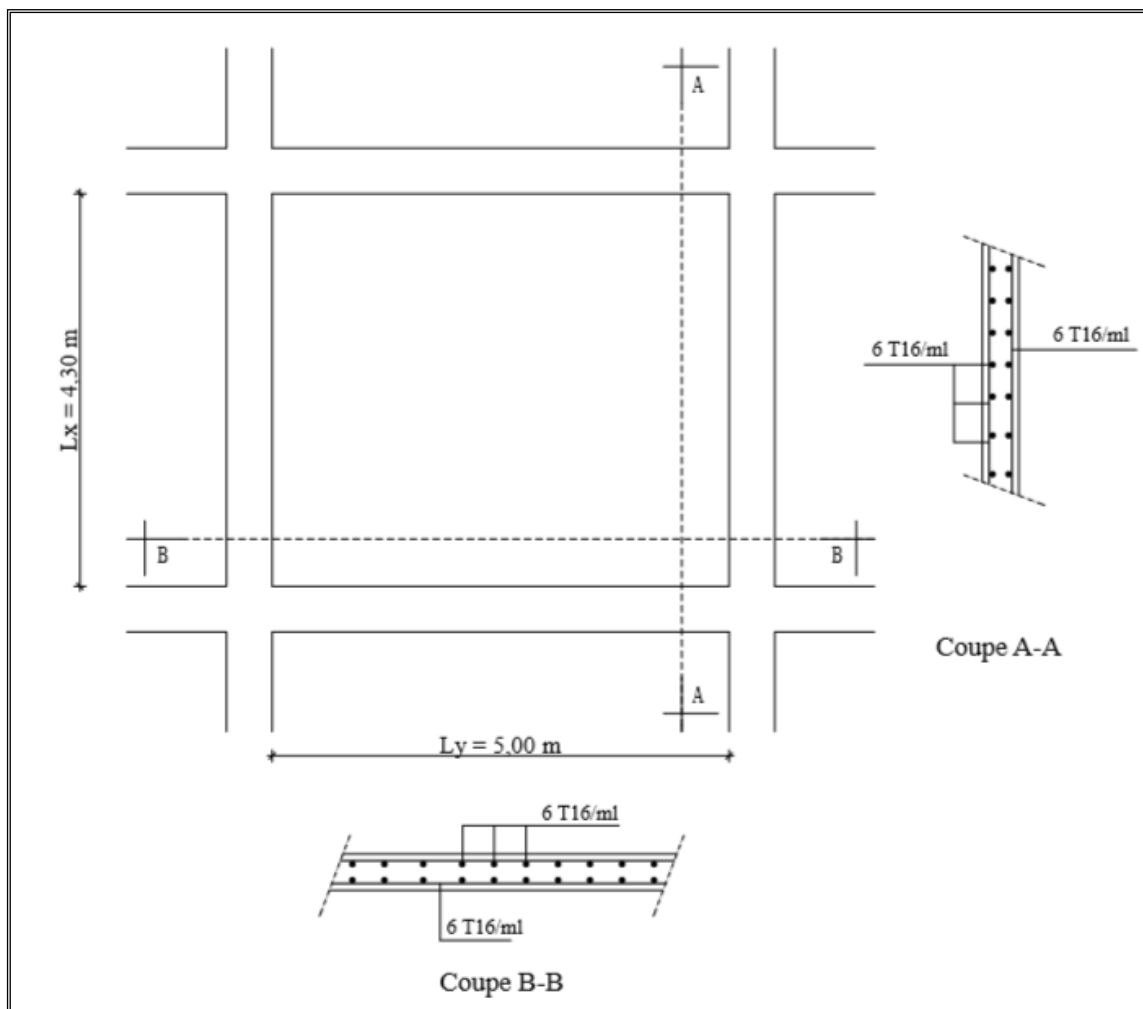
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la dalle du radier.

		$M (KN.m)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_s$	condition
Travée	x-x	53,36	2,34	15 Mpa	129,51	210,63 Mpa	V
	y-y	42,21	1,91		104,70		V
Appui		- 31,39	1,38		76,18		V

Remarque :

Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rapport à la nappe inférieure. Les chaises sont des armatures sous forme bateau.

**Fig VII.3-** Schéma de ferrailage du radier général.**VII.6.2- Le débord :**

Le débord est assimilé à une console encastrée soumise à la flexion simple, d'une longueur $d = 1m$ et d'épaisseur $h = 70cm$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = 104,82 \text{ KN.m}$$

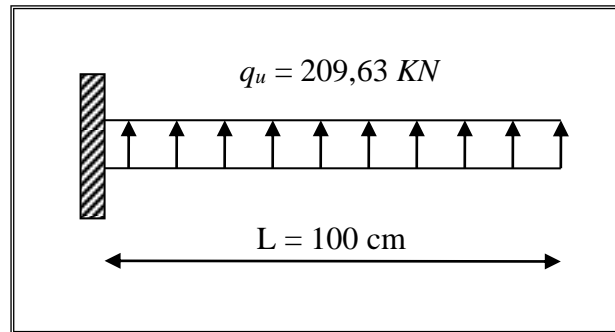


Fig VII.4- Répartition des contraintes sur le débord.

Tableau VII.3- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU du débord.

$M(\text{KN.m})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}$	A_r	$A_{adoptée}$
104,82	4,74	5T12 =5,65	1,93	4T8 =2,01

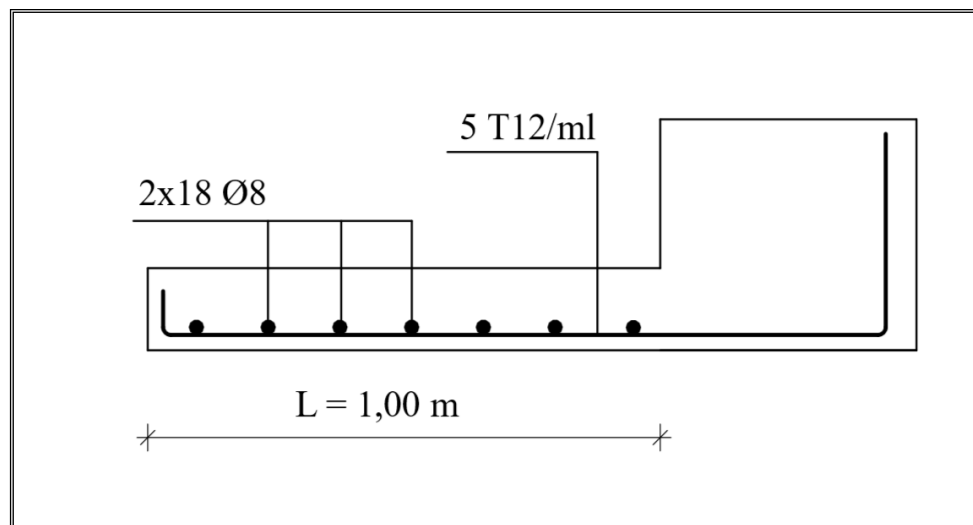


Fig VII.5- Schéma du ferrailage du débord.

VII.6.3- La nervure :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est trapézoïdale pour L_y (la grande portée) et triangulaire pour L_x (la petite portée) selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties, et on prend la poutre la plus sollicitée.

$$L_x = 4,30 \text{ m et } L_y = 5,00 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{q_u L_y^2}{8} \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) = \frac{83,85 \times 5^2}{8} \left(1 - \frac{0,86^2}{3}\right) = 197,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 138,07 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0,75M_u = 148,08 \text{ KN.m} , M_u^a = -0,5M_u = -98,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^t = 0,75M_{ser} = 103,55 \text{ KN.m} , M_{ser}^a = 0,5M_{ser} = 69,03 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L = 419,26 \text{ KN}$$

A/- Les armatures longitudinales :

Le tableau suivant résume le ferrailage de la dalle en travée et en appuis.

Tableau VII.4- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la nervure.

	$M(\text{KN.m})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	$\tau_u (\text{Mpa})$
Travée	148,08	24,49	4,56	7T20 + 3T16 = 28,02 cm ²	0,45 < $\bar{\tau}_u$
Appui	- 98,72	3,80		10T16 = 20,10 cm ²	

Remarque : BAEL91 (art A.8.3)

Dans le cas des poutres de grande hauteur, il faut ajouter les armatures de peau, sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres, leur section est d'au moins $3\text{cm}^2/\text{m}$ de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction. Donc on prend 2T16.

B/- Les armatures transversales : BAEL91 (art A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right) ; \phi_l : \text{diamètre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{800}{35} ; 16 ; \frac{500}{10}\right) = \min(22,86 ; 16 ; 50) = 16 \text{ mm}$$

On prend: $\phi_t = 10 \text{ mm}$ FeE235

Pour les armatures transversales, on opte pour l'ensemble des nervures la quantité d'armatures suivante :

$$A_t = 2 \text{ cadres T10} + \text{épingle T10} \Rightarrow 5\text{T10} = 3,93 \text{ cm}^2$$

- L'espacement :

$$1) S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$2) S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} = 36,42 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = 78,60 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Les longueurs de recouvrement :

$$\varnothing = 2,0 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40\varnothing = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm Soit: } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40\varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm Soit: } L_r = 70 \text{ cm}$$

- Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5- Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la nervure.

	$M \text{ (KN.m)}$	$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s \text{ (Mpa)}$	$\bar{\sigma}_s$	condition
Travée	414,20	8,20	15 Mpa	176,28	210,63	V
Appui	276,13	5,92		148,49	Mpa	V

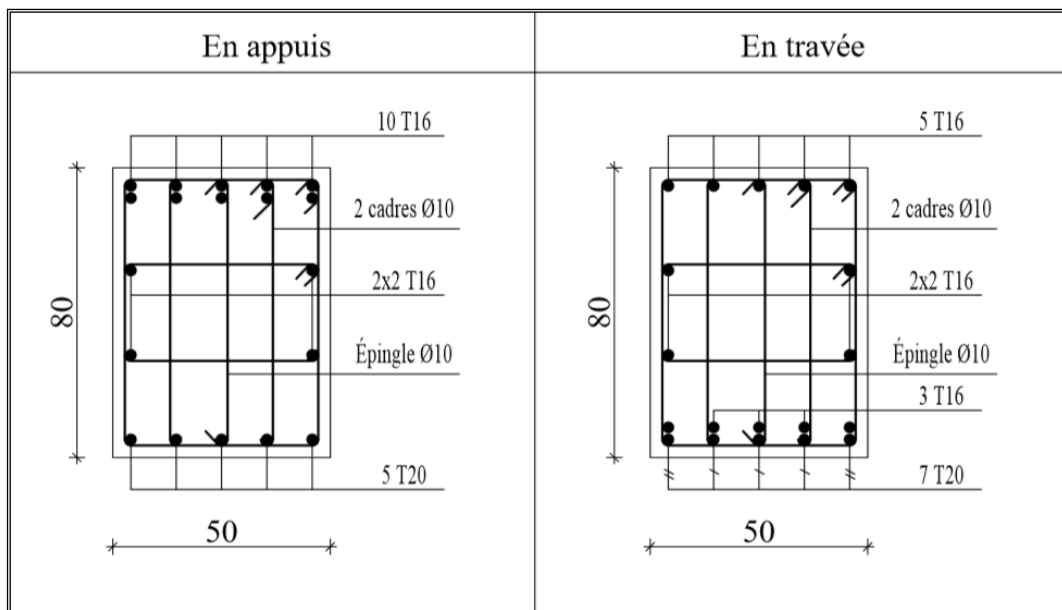


Fig VII.6- Schéma du ferrailage des nervures.

Conclusion général :

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que : RPA99/V2003, BAEL 91, CBA93, la pratique des logiciels Comme : ROBOT millénium, auto-CAD ...etc.).

Ce projet on a réalisé un travail qui consiste à faire, la conception et l'étude d'un tour à usage d'habitation (R+8). Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

- D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.
- Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire. En effet, le pré-dimensionnement a donné des sections de poteaux non économiques.

Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour Obtenir une :

- Structure de bonne stabilité ;
- Structure économique.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Références bibliographiques

Les livres :

- 📖 C, Pierre (1986). Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles **B.A.E.L. 83** Théorie et application (Troisième édition). Paris : EYROLLES.
- 📖 H,Renaud, J,Lamirault. (2006). **BÉTON ARMÉ Guide de calcul** (Première édition). Paris : FOUCHER.
- 📖 M,Venuat. (1989). **La pratique des ciments mortiers et bétons** - Tome 1 caractéristiques des liants et des bétons mise en œuvre des coulis et mortiers (deuxième édition). Paris : Moniteur.

Les Règlements :

- 📖 BAEL91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Béton Armé aux Etats Limite) Troisième édition 2000.
- 📖 CBA 93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé), Edition CGS, Décembre 1993.
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- 📖 Norme européenne NF EN 197-1/Février 2001. Ciment – Partie 1 : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courant.
- 📖 Norme européenne NF EN 196-1/Septembre 2016. Méthodes d'essais des ciments - Partie 1 : détermination des résistances.
- 📖 RPA99/V2003 Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003 ;

Outils informatiques :

- 🖨 Excel (Calcul).
- 🖨 Logiciel AUTOCAD (Dessin).
- 🖨 Logiciel ROBOT millénium et autodesk (Analyse des structures).
- 🖨 Word (Traitement du texte).