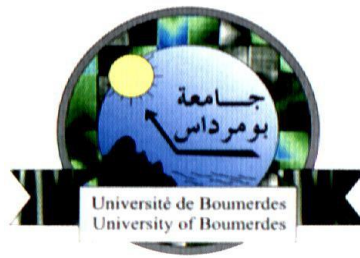


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEINGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES
FACULTE DE TECHNOLOGIE**

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Mémoire de Master

Option : structure et construction

Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armé contreventé
par des voiles (R+6) à usage d'habitation et
commercial**

Réalisé par

OUHIB Mohamed

KOUACHE Imane

Encadré par

M^{me} KAMEL Taous

Promotion 2023/2024

Remerciements

Nos premiers remerciements, vont pour le bon dieu, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nous rémérons également nos familles pour les sacrifices qu'elles not faits pour que nous terminions nos études.

*Au terme de notre travail, il nous est agréable d'exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **Mme KAMEL Taous** pour ses conseils précieux et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail et l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

Mohamed et Imane



Dédicace

Je dédie ce travail :

*A mes très chers parents qui m'ont soutenue et
encouragé.*

A mes frères et ma sœur.

*A mes amis avec qui j'ai passé des moments
inoubliables.*

A tous qui m'ont aidé de prêt ou de loin.



OUHIB Mohamed



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*Ma chère mère et mon cher père qui m'ont aidés
durant toute ma vie.*

*Mes sœurs et Pour ceux qui ont vécu dans
la tombe avant de voir ma réussite, mon
frère et ma sœur, que Dieu ait pitié d'eux .*

Mes chers amis.

A tous qui m'ont aidé de prêt ou de loin

KOUACHE Imane

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, constitué d'un Rez-de-chaussée plus six étages(R+6), implanté à Bordje Menail Wilaya de Boumerdes. Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (Ib) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003. L'objectif étant le dimensionnement des différents éléments constitutifs du bâtiment et de déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis. Nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, le RPA99 /2003 et le BAEL91 /99. Afin de déterminer les efforts internes dans les portiques, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration, nous avons utilisé le logiciel de calcul ETABS V.21.0. En dernière étapes du mémoire nous avons fait l'étude et les calculs de l'infrastructure.

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الاستخدامات، يتألف من طابق ارضي بالإضافة الى ستة طوابق (R+6) ، يقع في بلدية برج منايل ولاية بومرداس.

تصنف هذه المنطقة على انها منطقة زلزالية متوسطة (الثانية) وفقاً للقواعد الزلزالية الجزائرية (RPA99) النسخة 2003.

الهدف من ذلك هو تحديد ابعاد مختلف مكونات المبنى وتحديد التسليح المناسب لمقاومة هذا الاخير لمختلف الاعمال التي قد يتعرض لها. وكان علينا ان نستخدم الانظمة السارية، بما في ذلك. CBA93 RPA99/2003 BAEL91/99

ومن اجل تحديد القوى الداخلية للمسند والعارضة، وديناميكية حساب طرق الاهتزاز، استخدمنا برنامج الحساب ETABS V.21.0.

وفي الجزء الاخير من المذكرة، درسنا وقمنا بحساب الأساسات.

Summary

This project is a detailed study of a multi-purpose building, consisting of a ground floor and six story implanted in Bordj Menail State of Boumerdes. This region is known as a zone of medium seismicity according to the Algerian earthquake rules RPA 99 version 2003. The objective being the sizing of the various constituent elements of the appropriate reinforcement for the resistance of the latter to the various actions to which it may be subjects. We had to appeal to the regulations in force in particular the CBA 93, the RPA 99/2003 and the BAEL 91/99. In order to determine the internal forces in the gantries, and in dynamics for the circulation of the vibration mode, we used the calculation software ETABS V9.7.0. Finally, in the last part of the brief, we studied and calculated the foundations.

Sommaire

Introduction	I
---------------------------	----------

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

1) Introduction	1
2) Présentation de l'ouvrage.....	1
3) Caractéristique de la structure.....	1
4) Conception de l'ouvrage	4
a. Les planchers.....	4
b. Les escaliers.....	4
c. Le revêtement.....	4
d. La maçonnerie.....	5
e. Les balcons.....	5
5) Caractéristiques des matériaux	5
A. Béton	5
B. Les aciers	9
6) Les hypothèses de calcul (BAEL 91 A.4.3,2)	11
7) Les combinaisons de calculs.....	13
8) Récapitulatif	13

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments

1) Introduction	14
2) Prédimensionnement des planchers	14
3) Descente des charges	15
a) Plancher en corps creux	15
4) Prédimensionnement des poutres	17
A. Poutres principales	18
B. Poutres secondaires	18

5) Prédimensionnement des escaliers	19
6) Prédimensionnement des balcons	23
7) Prédimensionnement des voiles	24
8) Prédimensionnement des poteaux	25

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaire

1) Calcul des balcons	28
A. Introduction	28
B. Les charges	28
C. Calcul des sollicitations	28
D. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants ...	29
E. Ferrailage à L'ELU	29
F. Vérification à l'ELU.....	30
G. Vérification des espacements des barres	30
H. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A5.1.2)	31
I. Vérification à l'ELS	31
2) Etude de l'acrotère	33
A. Introduction	33
B. Calcul des sollicitations	33
C. Combinaison des charges	34
D. Ferrailage a l'ELU	34
E. Vérification à l'ELU	36
F. Vérification à l'ELS	36
3) L'escalier	37
A) Introduction	37
B) Sollicitation de calcul	37
C) Combinaisons des charges	38
D) Ferrailage a l'ELU	38
4) Etude des planchers	42

A. Dalle de compression	42
B. Calcul des poutrelles	43
C. Dalle pleine	53
D. Poutre palière	57

CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique

1) Introduction	57
2) L'étude dynamique	57
a) Objectif de l'étude dynamique	57
b) Présentation du logiciel de calcul ETABS	57
c) Modélisation de la structure étudiée	58
d) La disposition des voiles	59
e) Caractéristiques géométriques du bâtiment	59
3) Modélisation dynamique	63
1. Introduction	63
2. Présentation des différentes méthodes de calcul	64
3. Choix de la méthode de calcul	65
4. Application de la méthode dynamique modale spectrale	65
5. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale	71
6. Les vérifications des exigences de RPA99/Version 2003	75

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

1) Introduction	78
2) Ferrailage des Poteaux	78
A. Les combinaisons d'action	78
B. Armatures longitudinales	79
C. Armatures transversales	79
D. Vérification	80

E. Schéma de ferrailage des poteaux	81
3) Ferrailage des poutres	86
A. Les combinaisons d'action	86
B. Recommandation du RPA99/V03 en zone III	86
C. Recommandation du BAEL 91	87
D. Calcul des armatures longitudinales	88
E. Calcul des armatures transversales	88
F. Vérification	90
4) Ferrailage des voiles	92
A. Introduction	92
B. Détermination des armatures	94
C. Ferrailage des voiles	96

CHAPITRES VI : Etude de l'infrastructure

Introduction	101
1. Calcul des fondations	102
2. Etude du sol	103
3. Choix du type de fondation	103
4. Etude du radier	104
A. Introduction	104
B. Pré dimensionnement du Radier	105
C. Calcule du radier.....	106
D. Ferrailage du radier	111
E. Vérification	114
5. Ferrailage de la nervure	115
a) Vérification de l'effort tranchant	116
b) b-Vérification des contraintes à l'ELS	118
6. Ferrailage du débord	118

Conclusion Générale et Perspectives	121
---	-----

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Hypothèses de calcul adopté pour cette étude.....	12
--	----

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Les charges permanentes d'un plancher corps creux étage terrasse.....	15
Tableau II.2 : Les charges permanentes d'un planchers corps creux étages courants.....	16
Tableau II.3 : Les charges permanentes d'un planchers corps creux 1 ^{er} étage.....	16
Tableau II.4 : Les charges permanentes du palier	21
Tableau II.5 : Les charges permanentes du paillasse	22
Tableau II.6 : les charges permanente d'un balcon	22
Tableau II.7 : Tableau de dégression des surcharges	24
Tableau II.8: Tableau de Charge permanente appliqué sur le poteau	25
Tableau II.9 : Tableau de Surcharge appliqué sur le poteau	27
Tableau II.10 : Prédimensionnement des poteaux.....	27

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaire

Tableau III.1 : Charge et surcharge et combinaisons de charges.....	44
Tableau III.2 : Moment et Effort tranchants à L'ELU.....	44
Tableau III.3 : Moment et Effort tranchants à L'ELS.....	47
Tableau III.4 : les efforts maximaux en appuis et en travées (ELS ; ELU).....	48
Tableau III.5 : Vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier.....	51
Tableau III.6 : Evaluation des charges.....	53
Tableau III.7 : Calcul des moments sur appuis.....	55
Tableau III.8 : Calcul des moments en travée.....	55
Tableau III.9 : Ferrailage de la dalle.....	56
Tableau III.10 : Vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier.....	57
Tableau III.11 : ferrailage de la poutre palière.....	58
Tableau III.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	59
Tableau III.13 : Vérification de la contrainte dans le béton.....	59

CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV.1 : Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage.....	63
Tableau IV.2 : valeurs des pénalités P_q	67
Tableau IV.3 : de la période fondamentale.....	69
Tableau IV.4 : Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales.....	71
Tableau IV.5 : Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales.....	71
Tableau IV.6 : Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales.....	73
Tableau IV.7 : Déplacement inter-étage dans le sens (x-x).....	76
Tableau IV.8 : Déplacement inter-étage dans le sens (x-x).....	77
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.....	78
Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y.....	79
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit	80

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau V.1 : Situation durable et accidentelle.....	83
Tableau V.2 : Ferrailage maximale et minimale.....	85
Tableau V.3 : Choix des armatures longitudinales des poteaux.....	85
Tableau V.4 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	88
Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	89
Tableau V.6 : Vérification des contraintes.....	90
Tableau V.7 : Armatures longitudinales des poutres.....	93
Tableau V.8 : vérification des contraintes tangentielles.....	95
Tableau V.9 : influence sur le béton.....	95
Tableau V.10 : influence sur les armatures.....	96
Tableau V.11 : condition de l'adhérence des barres.....	96
Tableau V.12 : vérification des contraintes.....	97
Tableau V.13 : Ferrailage des voiles V1 ,V2 ,V3,V4.....	103
Tableau V.14 : Ferrailage des voiles V5 ,V6.....	104
Tableau V.15 : Ferrailage des voiles V7 ,V8.....	105

CHAPITRES VI : Etude de l'infrastructure

Tableaux VI.1 : vérification de la semelle filante.....	109
Tableau VI.2 : vérification de la contrainte moyenne a ELU et ELS.....	115
Tableau VI.3 : vérification de la contrainte moyenne à ELA.....	116
Tableau VI.4 : Le ferrailage à L'ELU.....	118
Tableau VI.5 : vérification des contraintes à l'ELS.....	119
Tableau VI.6 : ferrailage des nervures longitudinales en Appui.....	120
Tableau VI.7 : ferrailage des nervures longitudinales en Travée.....	121
Tableau VI.8 : ferrailage des nervures transversales en travée.....	122
Tableau VI.9 : ferrailage des nervures transversales en appuis.....	123
Tableau VI.1 : Vérification des contraintes à l'ELS (appuis)	126
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à l'ELS (travée).....	127
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS (appuis).....	127
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS (travée).....	127

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Vue de façade.....	2
Figure I.2 : Coupe AA.....	2
Figure I.3 : Toiture.....	3
Figure I.4 : Plan de RDC.....	3
Figure I.5 : Etage courant.....	3
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.....	6
Figure I.7 : Diagramme des contraintes.....	7
Figure I.8 : Diagramme de déformation à l'ELS.....	7
Figure I.9 : Diagramme de déformation-contrainte.....	9
Figure I.10 : Diagramme des déformations limitées de la section-Règles.....	11

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments

Figure II.1 : Planchers en corps creux.....	15
Figure II.2 : Coupe d'une dalle.....	16
Figure II.3 : schéma d'escalier.....	18
Figure II.4 : Coupe horizontale d'escalier.....	21
Figure II.5 : coupe voile en élévation.....	23

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaire

Figure III.1 : Schéma statique de balcon.....	28
Figure III.2 : Schéma statique du balcon à l'ELU et à l'ELS.....	29
Figure III.3 : Diagramme des moments (ELU ; ELS).....	29
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de balcon.....	32
Figure III.5 : Schéma statique de l'acrotère.....	33

Figure III.6 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	36
Figure III.7: Schéma statistique des escaliers a ELU et a ELS.....	37
Figure III.8 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	49
Figure III.9: Coupe verticale de la dalle pleine.....	53

CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique

Figure IV.1: La disposition des voiles.....	58
Figure IV.2: La forme finale du bâtiment en 3D.....	59
Figure IV.3: Vu en plan de l'étage courant et terrasse.....	60
Figure IV.6 : Diagramme de spectre de calcul.....	67

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

Figure V.1: Ferrailage poteau (45×45).....	107
Figure V.2 : Ferrailage poteau (40×40).....	107
Figure V.3 : Ferrailage poteau (35×35).....	108
Figure V.4 : Disposition des voiles.....	114
Figure V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99.....	116
Figure V.6 : Ferrailage du trumeau dans les voiles.....	117

CHAPITRES VI : Etude de l'infrastructure

Figures VI.1: Radier nervuré	125
FigureVII.2 : Schéma du panneau le plus défavorable.....	131
FigureVI.3 : Schéma statique de dimension de nervure.....	134

Liste des symboles

A	Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.
B	aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section du béton.
Di	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
Eij	Module de déformation instantanée du béton.
Evj	Module de déformation différée du béton.
Es	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité.
FP	Fissuration préjudiciable.
FPP	Fissuration peu préjudiciable.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
I	Moment d'inertie.
K	Rigidité.
Ks	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse.
M0	Moment en travée isostatique.

Mt	Moment en travée de la poutre considérée.
Map	Moment sur appuis.
Mu	Moment ultime.
NG	Effort normal développé par les charges permanentes.
NQ	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
Nu	Effort normal ultime.
n	Nombre de niveaux.
P, W	Poids.
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
q	Densité de charge répartie.
R	Réaction ; Facteur de comportement de la structure.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
St	Espacement entre armatures.
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base.
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée.
d	Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
a	Cote du poteau carré.
b	Largeur de la poutre.
f	Flèche.
fbu	Contrainte admissible de flambement.
fcj	Résistance à la compression.
ftj	Résistance à la traction.
fe	limite élastique de l'acier.
If	Longueur du flambement.

η	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique.
η_d	Coefficient de majoration dynamique.
η_b	Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.
η_s	Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.
η_{δ}	Coefficient de dimension, déplacement.
ϵ	Déformation relative du béton comprimé.
ϵ_b	déformation relative de l'acier tendu.
η	Coefficient de fissuration.
η	Coefficient d'élanement.
σ_{bc}	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contraint de compression de béton.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de service du béton.
σ_s	Contrainte dans l'acier.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte limite de service de l'acier.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
ϕ_l	Diamètre des armatures longitudinales.
ϕ_t	Diamètre des armatures transversales.

Introduction Générale

Introduction

Lors de la conception d'un bâtiment, il est primordial de garantir sa sécurité et sa durabilité tout au long de son exploitation, en prenant en compte les risques de défaillance structurelle et les exigences en termes de confort pour ses utilisateurs. Avec la prévalence croissante des tremblements de terre, les ingénieurs en génie civil sont confrontés à la nécessité de concevoir des structures capables de résister efficacement aux secousses sismiques, en intégrant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs composants.

Ce projet présente une analyse approfondie d'un bâtiment à usage mixte, composé d'un rez-de-chaussée (entre sol) et de six étages, situé dans une zone sismique classée **Ib** à **Bordj Menaiel**, wilaya de **BOUMERDES**. Conformément au règlement parasismique algérien RPA99V/2003. Les calculs sont réalisés en respectant les normes de calcul et de vérification du béton armé B.A.E.L 91 modifié 99, du règlement parasismique algérien RPA99V/2003, ainsi que du DTR pour les charges et surcharges.

L'objectif principal est d'assurer une résistance adéquate en déterminant les dimensions optimales (coffrage et ferrailage) pour les différents éléments de la structure, tout en tenant compte des considérations économiques.

L'étude est divisée en six chapitres :

- Le premier chapitre présente une description générale du projet, mettant en avant les caractéristiques des matériaux, suivie par le second chapitre qui présente le prédimensionnement des éléments de la structure et enfin de la descente de charges.
- Le troisième chapitre se concentre sur l'étude des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et les balcons.
- Le quatrième chapitre porte sur l'étude dynamique du bâtiment. À cet effet, le logiciel ETABS est utilisé pour modéliser et analyser la structure. Les résultats obtenus incluent des informations dynamiques telles que les périodes propres du bâtiment, ainsi que les différentes sollicitations dues aux charges appliquées.
- Le cinquième chapitre illustre le ferrailage des éléments principaux et le sixième chapitre traite le choix du type de fondation à adopter ainsi que le ferrailage de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

1) Introduction

Le projet est dédié à l'analyse approfondie d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et de six étages identiques, destinés à une utilisation mixte résidentielle et commerciale. Il sera implanté à Bordj Menaiel, dans la wilaya de Boumerdes, une zone classée en moyenne sismicité (Zone IIb) conformément au règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).

2) Présentation de l'ouvrage

Le projet implique l'étude et le calcul des éléments de résistance d'un bâtiment de sept niveaux (rez-de-chaussée, six étages) à usage mixte, comprenant :

- Un rez-de-chaussée et 1er étage utilisé à des fins commerciales.
- Des logements résidentiels du 2ème au 6ème étage, chaque étage comportant 2 appartements de type F3.

3) Caractéristique de la structure

1. Caractéristique géométrique :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Largeur en plan..... 10,10m
- Longueur en plan..... 16,10m
- Hauteur du RDC..... 3,40m
- Hauteur d'étage courant..... 3,06m

2. Dimensions en plan :

- Hauteur totale..... 21,76m
- Longueur totale d'étages courant 17,40m
- Largeur totale d'étage courant..... 12,70 m
- Longueur totale du RDC..... 16,10m
- Largeur totale du RDC 10,10m



Figure I.1 : Vue de façade

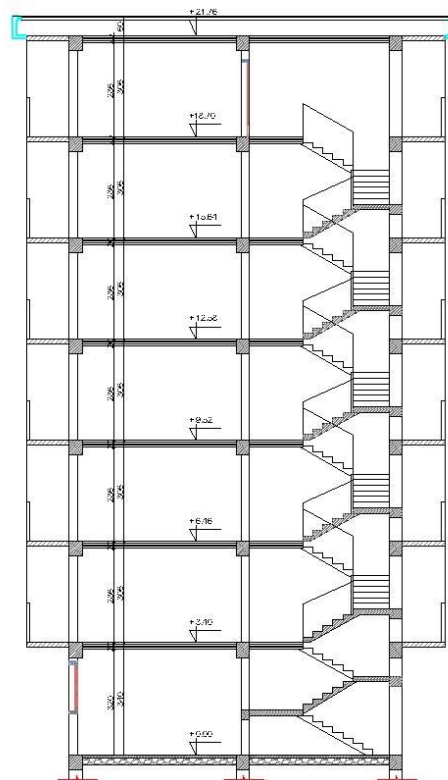


Figure I.2 : Coupe A-A

4) Conception de l'ouvrage

a. Les planchers

Ils servent à séparer deux niveaux successifs dans une construction et à supporter les surcharges de fonctionnement du bâtiment. En outre, ils jouent un rôle crucial dans le confort thermique et acoustique.

- Planchers à corps creux :

Ce type de plancher se compose de poutrelles préfabriquées en béton armé ou coulées sur place, espacées de 4 cm, avec des corps creux (hourdis), accompagnées d'une dalle de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm. Ce choix de plancher est justifié par plusieurs facteurs :

- Facilité d'exécution.
- Adaptation aux portées relativement réduites.
- Réduction de la charge structurelle et, par conséquent, de l'impact sismique.
- Économie sur les coûts de coffrage grâce à l'utilisation de coffrages perdus composés de corps creux.

- Planchers à dalle pleine :

Dalle pleine en béton armé : Il s'agit d'une plaque structurelle coulée sur place, avec une épaisseur variant de 10 à 20 cm ou plus, reposant sur des éléments de soutien tels que des murs ou des poutres. Son épaisseur est généralement déterminée en fonction du 25ème de la portée.

b. Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux qui facilitent la transition entre deux niveaux, comprenant deux volées d'escaliers et des paliers inter-étages construits en béton armé coulé sur place.

c. Le revêtement

Cet élément constitue un revêtement destiné à protéger et renforcer différentes surfaces :

- Enduit de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs, à l'exception des zones humides telles que la cuisine et la salle de bain.
- Revêtement carrelé pour les sols usuels.
- Revêtement d'étanchéité multicouche pour les terrasses.

d. La maçonnerie

En Algérie, la technique de construction la plus courante implique l'utilisation de briques creuses. Pour ce projet spécifique, nous avons deux types de murs.

-Les murs extérieurs :

Sont construits avec un remplissage de façade en maçonnerie composée d'une double cloison en briques creuses de 8 trous de 10 cm d'épaisseur, avec une lame d'air de 5 cm.

- Les murs intérieurs :

Nous utilisons des cloisons de séparation d'une épaisseur de 10 cm.

e. Les balcons

Sont des éléments non structurels composés de dalles pleines en béton.

5) Caractéristiques des matériaux

A. Béton :

Le béton est une combinaison de ciment, eau de gâchage, granulats (sable et gravillons), et souvent des adjuvants pour assurer un mélange homogène. Ce matériau, bien qu'il résiste bien à la compression, ne présente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement. Pour composer un mètre cube de béton, on utilise les proportions suivantes :

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5, 400 kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
- 800kg de gravillons 3/8, 8/15 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

Pour améliorer sa résistance à la traction, on peut ajouter des barres d'acier, transformant ainsi le béton en béton armé, dont la masse volumique est de 25 kN/m³.

➤ Résistances mécaniques du béton

- Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est obtenue en réalisant des essais sur des échantillons normalisés mesurant 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{Si } j < 28\text{jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si } j > 28\text{jours} \end{array} \right. \quad \text{et}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28\text{jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28\text{jours} \end{array} \right. \quad \text{et}$$

- Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, désignée par f_{tj} , est habituellement déterminée selon les relations suivantes :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases} \quad \text{et}$$

➤ Contrainte limite

- État limite ultime (ELU) :

L'état limite ultime est celui où le bâtiment n'est plus viable, car tout déplacement entraînerait la défaillance de la structure. Dans divers contextes, le diagramme de calcul appelé "parabole rectangle" est utilisé pour représenter ces conditions critiques.

Les déformations du béton sont :

- $\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$

- $$\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{‰} & \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa} \\ \text{Min}(4,5 ; 0,025 f_{cj}) \text{‰} & \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa} \end{cases} \quad \text{et}$$

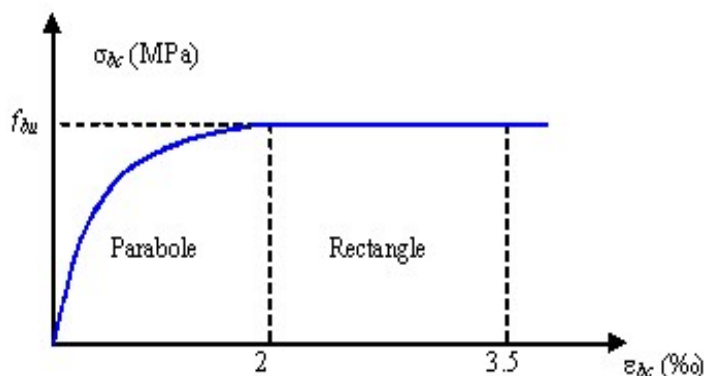


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

Contrainte ultime du béton en compression

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta_{yb}}$$

Avec :

y_b : Coefficient de sécurité du béton

Tel que :

- 1.5 pour les combinaisons normales
- 1.15 pour les combinaisons accidentelles

θ : Le coefficient varie en fonction de la durée pendant laquelle la charge est appliquée.

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Dans notre cas $f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$

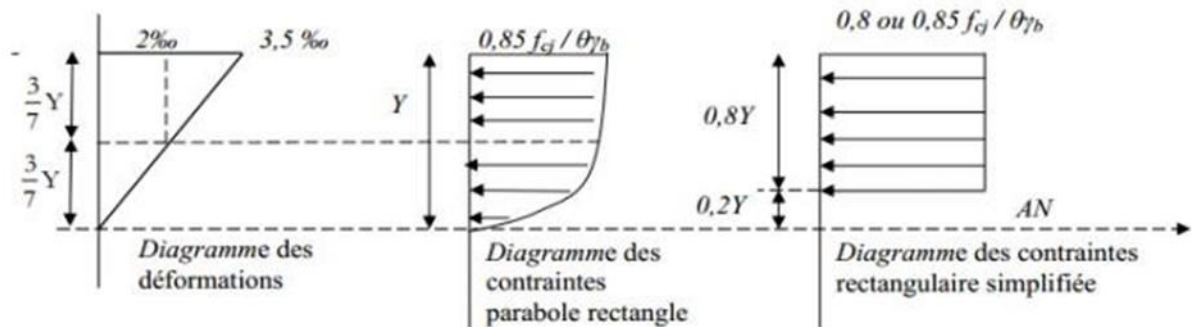


Figure I.7 : Diagramme des contraintes

- **État limite de service (ELS) :**

L'état limite de service, est un état de chargement au-delà duquel la structure ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour laquelle elle a été construite.

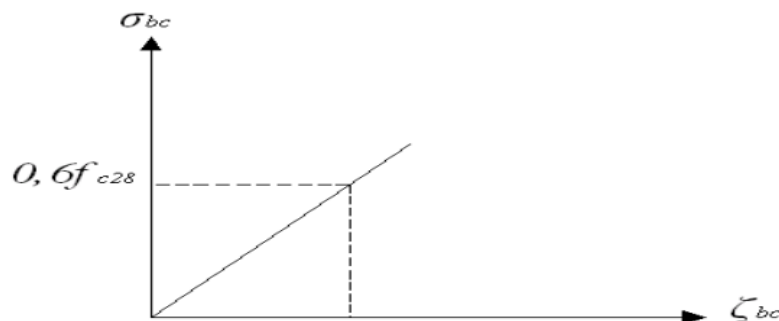


Figure 5.8 : Diagramme de déformation à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

➤ **Modules de déformation longitudinale du béton**

- **Déformation instantanées (A long terme) "BAEL 91" :**

Selon les normes du BAEL91, dans des conditions normales avec une durée d'application inférieure à 24 heures, il est admis par défaut que, à l'âge de "j" jours, le module de déformation longitudinale du béton est égal à :

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

Donc dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, on aura : $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25}$

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

- **Déformations différées (A long terme) "BAEL 91" :**

Pour des chargements de longue durée, les déformations différées du béton incluent le retrait et le fluage. Dans cette situation, le module de déformation longitudinale différé du béton, noté E_{vj} , est déterminé par la formule suivante :

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

Donc dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on aura : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$$E_{vj} = 10818,9 \text{ Mpa}$$

➤ **Coefficient de pression**

Le coefficient de Poisson représente la relation entre la déformation longitudinale et celle transversale d'un matériau.

Le coefficient de pression selon BAEL 91 (A 2.1,3) :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) → $G = 16082,1$
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS) → $G = 13401,75$

B. Les aciers :

L'acier, composé principalement de fer et de carbone à faible pourcentage, se distingue par sa résistance élevée à la traction, au cisaillement et à la torsion.

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance à faible teneur en carbone pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance moyennement dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Acier standard FeE 215, FeE 235 (utilisé pour les cadres).
- Acier à haute résistance FeE 400, FeE 500 (utilisé pour les armatures principales).
- Treillis soudés de dimension 150 x 150 mm² avec un diamètre de fil de 3,5mm.

➤ **Contrainte limite**

- **Etat limite ultime**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation

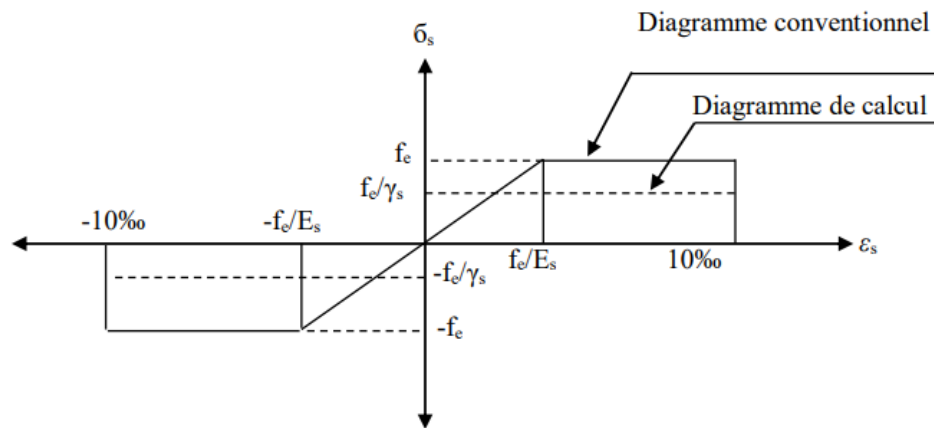


Figure I.5 : Diagramme de déformation-contraainte

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1 \rightarrow$ Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ Cas de situations durable ou transitoire.

Rond lisse ($f_e = 235 \text{ MPa}$)

- $\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$ Situation durable ou transitoire
- $\sigma_s = 235 \text{ MPa}$ Situation accidentelle

A haute adhérence ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ Situation durable et transitoire
- $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ Situation accidentelle

L'allongement relatif de l'acier $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{L}$

- **Etat ultime de service**

La contrainte de l'acier n'est limitée que dans l'état limite d'ouverture des fissures ; la vérification de cette contrainte est réalisée :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \text{ avec } \bar{\sigma} = \min \left(f_e \times \frac{2}{3}, 110 \sqrt{\eta \cdot f_c 28} \right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \text{ avec } \bar{\sigma} = \min \left(\frac{f_e}{2}, 90 \sqrt{\eta \cdot f_c 28} \right)$$

Avec :

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lises (RL)

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence (HE)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Dans notre cas $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

6) Les hypothèses de calcul (BAEL 91 A.4.3,2)

• Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une charge constante ou très peu dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la Structure
- Le poids de cloison, revêtements, superstructure
- La déformation imposée par la structure

• Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une charge qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques (Neige et Vent)
- Les effets thermiques

• Les actions accidentelles (Fa)

Les actions accidentelles (Fa) désignent des événements rares et de courte durée, comprenant notamment les séismes, les explosions, les incendies et les chocs.

À l'état limite ultime (ELU) :

- Les sections planes demeurent planes avant et après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Aucun glissement relatif n'est observé entre les armatures en acier et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée en raison de sa faible résistance.
- Le raccourcissement du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple et composée, et à 2‰ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à 10‰.
- Le diagramme de déformation d'une section à l'ELU, représenté par une droite, doit impérativement passer par l'un des pivots A, B, ou C, selon la règle des trois pivots, visant à optimiser l'utilisation du béton et de l'acier.

➤ **Règle des trois pivots**

- En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :
 - Par écrasement du béton comprimé.
 - Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

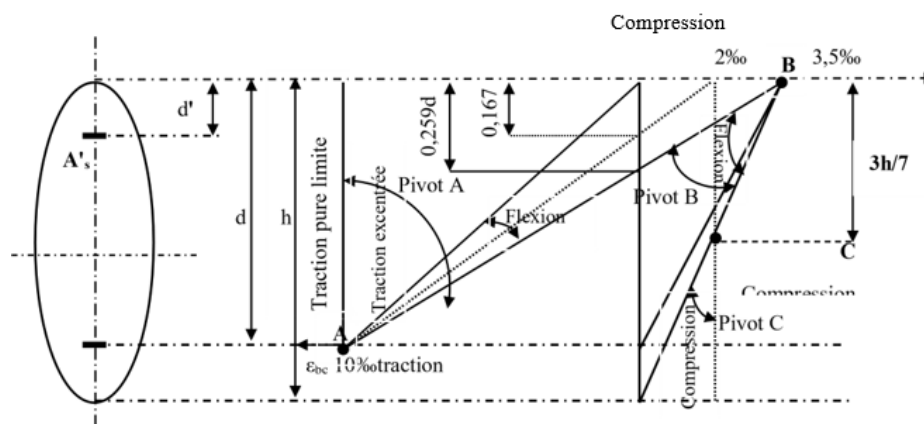


Figure I.10 : Diagramme des déformations limitées de la section-Règles

En résumé :

- **Le pivot A :** Ce domaine correspond aux sollicitations traction, flexion simple et composée. L'état limite atteint dans l'acier (Allongement unitaire de l'acier : 10 ‰)
- **Le pivot B :** Ce domaine correspond à la sollicitation de flexion avec l'état limite ultime atteint dans le béton (Raccourcissement unitaire du béton : 3.5 ‰)
- **Le pivot C :** Ce domaine correspond à la sollicitation compression simple ou composée (Raccourcissement unitaire du béton : 2 ‰)

7) Les combinaisons de calculs

Les combinaisons de calculs à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations sont :

Sollicitation durable :

- E.L.U : $1,35G + 1,5Q$
- E.L.S : $G + Q$

Sollicitation accidentelle :

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

8) Récapitulatif**Tableau I.1** : hypothèses de calcul adopté pour cette étude

La résistance à la compression du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25\text{Mpa}$
La résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$
Contrainte ultime du béton en compression	$f_{bu} = 14,17\text{Mpa}$
Le module d'élasticité différé de béton	$E_{v28} = 10818,865\text{Mpa}$
Le module d'élasticité instantané de béton	$E_{i28} = 32164,195\text{Mpa}$
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$
Armatures longitudinales, Armatures transversales et Treillis soudés (de la dalle de compression)	$\ll f_{eE400} \gg$ H. A $f_e = 400\text{Mpa}$

CHAPITRE II

Prédimensionnement

des éléments

1) Introduction

Le prédimensionnement vise à déterminer les dimensions préliminaires des différents éléments de la structure, en tenant compte des exigences liées aux états limites de service (ELS). Ces dimensions sont sélectionnées pour répondre aux critères de flèche à vide, conformément au règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003), aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) ainsi qu'au règlement sur le béton armé aux états limites (BAEL 91). Le dimensionnement obtenu ne sont pas définitives, ils peuvent être modifier après la vérification dans la phase de calcul.

2) Prédimensionnement des planchers

Le plancher, un élément horizontal, assure la séparation entre les étages et la transmission des charges verticales aux portiques. Il se compose de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression faiblement armée, reposant sur des nervures en béton armé alignées selon l'orientation des poutres secondaires. L'épaisseur des dalles plates (balcons) dépend généralement des exigences d'utilisation et de résistance.

Plancher corps creux :

Ces planchers constitués de :

- Poutrelles en béton armé, préfabriquées ou coulées sur place, reposant sur des poutres principales également en béton armé.
- Corps creux (entrevous) en béton, en terre cuite ou en polystyrène, disposés entre les poutrelles de manière adjacente. L'ensemble est recouvert d'une dalle en béton, appelée table de compression, coulée sur place et renforcée par un treillis soudé.

➤ Condition d'isolation acoustique :

La loi de masse déterminant un bon confort acoustique exige une épaisseur "e" selon la nature des bruits :

- Contre les bruits aériens : $e = 16\text{cm}$.
- Contre les bruits d'impacts : $e = 14\text{ cm}$.

➤ Condition de sécurité contre l'incendie :

- Pour une heure de coupe-feu : $e = 7\text{cm}$
- Pour deux heures de coupe-feu : $e = 11\text{cm}$
- Pour quatre heures de coup de feu : $e = 17.5\text{ cm}$

➤ Condition de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{\min(x_{\max}; L_{y\max})}{22,5} = 16,44\text{cm}$$

$$he_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44\text{cm}$$

Avec :

L : La portée maximale entre nu des poutrelles ($L = 370\text{cm}$)

e: Epaisseur du plancher

On adopte un plancher en corps creux d'épaisseur $e=20\text{cm}$

$$\begin{cases} 16\text{ cm: Epaisseur du corps creux} \\ 4\text{ cm: Epaisseur du compression} \end{cases}$$

3) Descente des charges

a) Plancher en corps creux

Les dalles sont constituées de corps creux et d'une dalle de compression renforcée par un treillis soudé, supportée par des poutrelles en béton armé disposées selon la direction la plus courte. L'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire les conditions ci-après :

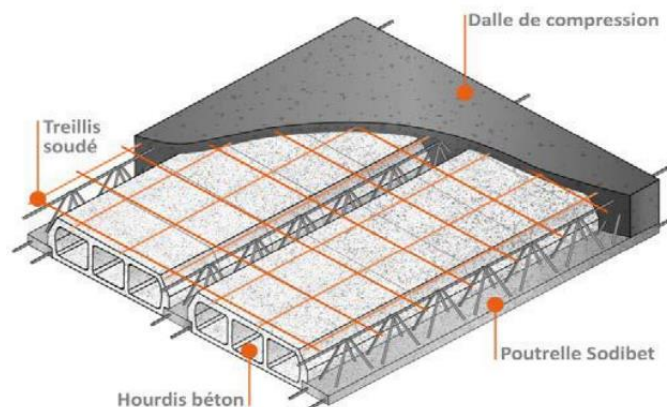


Figure II.1: Planchers en corps creux

- Niveau Terrasse

Tableau II.1 : Les charges permanentes d'un plancher corps creux étage terrasse

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
Gravillon roulé	5	17	0,85
Étanchéité multicouche	2	6	0,12
Forme de pente en béton léger	10	22	2,2
Isolation thermique	4	/	0,14
Dalle en corps creux	16+4	/	2,82
Enduit en plâtre/ en ciment	2	10	0,20
			G= 6,33 KN/m² Q= 1 KN/m²

• Etage courant

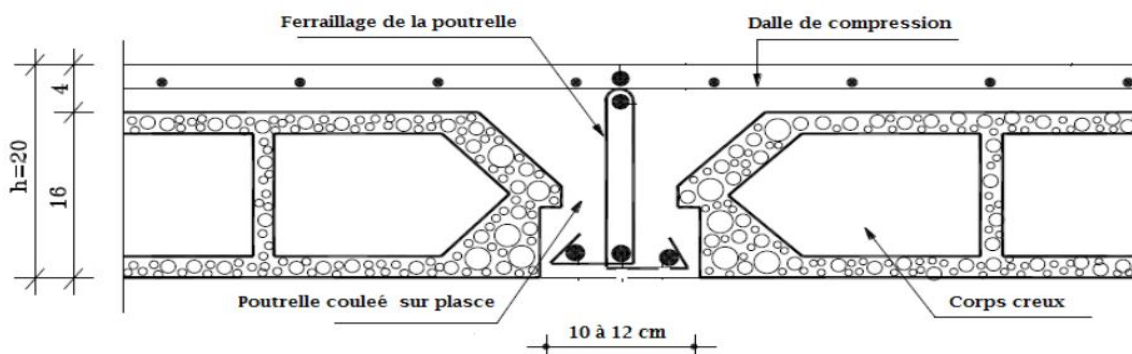


Figure II.2 : Coupe d'une dalle

Tableau II.2: Les charges permanentes d'un planchers corps creux étages courants

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Couche de sable	2	18	0,36
Corps creux	16+4	/	2,82
Enduit en plâtre	2	10	0,20
Cloison en briques creuses	10	10	1
			G=5,22 KN/m² Q=1,5 KN/m²

Tableau II.3: Les charges permanentes d'un planchers corps creux 1^{er} étage

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Couche de sable	2	18	0,36
Corps creux	16+4	/	2,82
Enduit en plâtre	2	10	0,20
Cloison en briques creuses	10	10	1
			G=5,22 KN/m² Q=2,5 KN/m²

4) Prédimensionnement des poutres

Il s'agit de structures horizontales allongées en bois, métal ou béton armé, conçues avec une section spécifique pour assurer une résistance optimale à la flexion simple. Ces éléments structurels soutiennent les charges du plancher et préviennent leur déformation.

On distingue les poutres principales et secondaires

Selon le BAEL91, le critère de rigidité pour les poutres principales et secondaires est défini comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,8h \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

- **La vérification des conditions du RPA 99/2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

A. Poutres principales

Elle supporte des poutres secondaires ou des poutrelles et reposants elle-même sur des porteurs verticaux (poteaux, voiles).

- h : hauteur totale de la poutre
- b : largeur de la poutre
- L : portée maximale entre axe des poutres principales ($L = 505\text{cm}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33,66 \leq h \leq 50,5 \Rightarrow h = 40\text{cm} \\ 12 \leq b \leq 32 \Rightarrow \text{on prend } b = 30\text{cm} \\ \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification selon RPA99/2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Toutes les conditions sont vérifiées}$$

PP : (bxh) = (30x40)

B. Poutres secondaires

Ce sont des poutres qui sont perpendiculaires aux poutres principales, elles ont de chaînage.

- h : hauteur totale de la poutre
- b : largeur de la poutre
- L : portée maximale entre axe poutres secondaires ($L = 370\text{cm}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24,66 \leq h \leq 37 \Rightarrow \text{on prend } h = 35\text{cm} \\ 10,5 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{on prend } b = 30\text{cm} \\ \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \end{array} \right.$$

Vérification de RPA

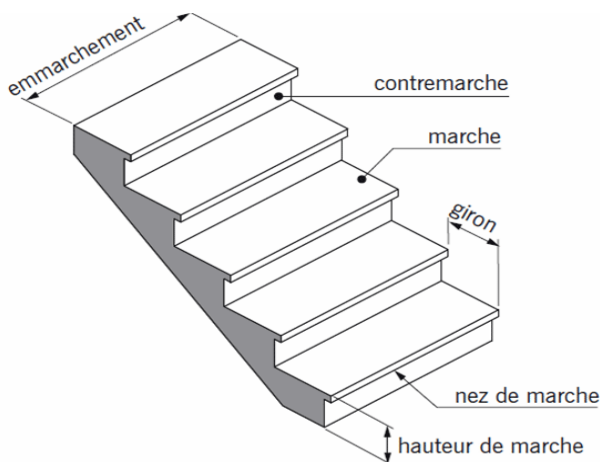
$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Toutes les conditions sont vérifiées}$$

PS : (bxh) = (30x35)

5) Prédimensionnement des escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place. Dans notre projet on a deux cages d'escalier :

- Cage escalier (habitation) à l'étage, avec trois volées et deux paliers en béton armé.
- Cage escalier de service du RDC au premier étage, avec trois volées et deux paliers en béton armé.



FigureII.3 : schéma d'escalier

• Les dimensions

Le choix des dimensions résulte de conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage.

En pratique :

g : giron..... $22 \leq g \leq 33\text{cm}$

h : Hauteur de la marche..... $14 \leq h \leq 18\text{cm}$

E : L'emmarchement $E > 1\text{m}$

Les dimensions des marches doivent satisfaire la formule de **BLONDEL**.

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

- **La hauteur de la marche**

Pour : $g = 30\text{ cm}$

$$h = 17\text{cm}$$

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

- **Nombre de contre marche**

$$n = H/h$$

H : hauteur d'étage.

n : nombre de contre marches.

Niveau ETAGE (Habitation) :

(Exemple de calcul) :

- **Nombre de contre marche**

Hauteur d'étage = 3,06 m

$$n = \frac{306}{17} = 18 \quad \text{On a 18 contre marches}$$

$$N_c/3 \quad \text{On a 6 contre marche par chaque volée.}$$

Volée (V1,V2)

- **Nombre des marches par les 2 volée (V1,V2)**

$$n = N_c - 1 \Rightarrow 6 - 1 = 5$$

Donc on a 5 marches par 2 volée.

$$h_c = n_c \times h = 6 \times 17 \rightarrow h_1 = 1.02\text{ m}$$

$$L_1 = (n-1) \times g = 5 \times 30 \rightarrow L_1 = 1.50\text{ m}$$

- **Palier**

Largeur du palier : 1,05m

Longueur de palier : 1,10m

- **Inclinaison de la Pailasse**

L'inclinaison de la pailasse :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{h_1}{L_1} = \frac{1.02}{1.5} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

$$30^\circ \leq \text{Arctg}\alpha \leq 35^\circ$$

$$30^\circ \leq 34.21^\circ \leq 35^\circ \quad \text{Est vérifiée}$$

- **La longueur de volée (V1,V2) est :**

$$L' = \frac{1.02}{\sin \alpha} = 1.81 \text{ m}$$

$$L \text{ volée} = 1.81 + 1.10 \rightarrow L \text{ volée} = 2.91 \text{ m}$$

- **L'épaisseur de la paille :**

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{465}{30} \leq ep \leq \frac{465}{20} \Rightarrow 15.5 \leq ep \leq 23.25$$

On prend $ep = 16 \text{ cm}$

volée (V3)

- **Nombre des marches par volée (V3)**

$$n = N_c - 1 \Rightarrow 6 - 1 = 5$$

Donc on a 5 marches par volée (V3).

$$hc = n_c \times h = 6 \times 17 \rightarrow h_1 = 1.02 \text{ m}$$

$$L_1 = (n-1) \times g = 5 \times 30 \rightarrow L_1 = 1.50 \text{ m}$$

- **Palier (3)**

Largeur du palier : 1,05m

Longueur de palier : 1,10m

- **Inclinaison de la Paille (3)**

L'inclinaison de la paille :

$$\text{Tg} \alpha = \frac{h_1}{L_1} = \frac{1.02}{1.5} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

$$30^\circ \leq \text{Arctg} \alpha \leq 35^\circ$$

$$30^\circ \leq 34.21^\circ \leq 35^\circ \text{ est Vérifié}$$

- **La longueur de volée (V3) est :**

$$L' = \frac{1.02}{\sin \alpha} = 1.81 \text{ m}$$

$$L \text{ volée} = 1.81 + 1.05 + 1.05 \rightarrow L \text{ volée} = 3.91 \text{ m}$$

- **L'épaisseur de la paille :**

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{370}{30} \leq ep \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12.33 \leq ep \leq 18.5$$

On prend $ep = 16 \text{ cm}$

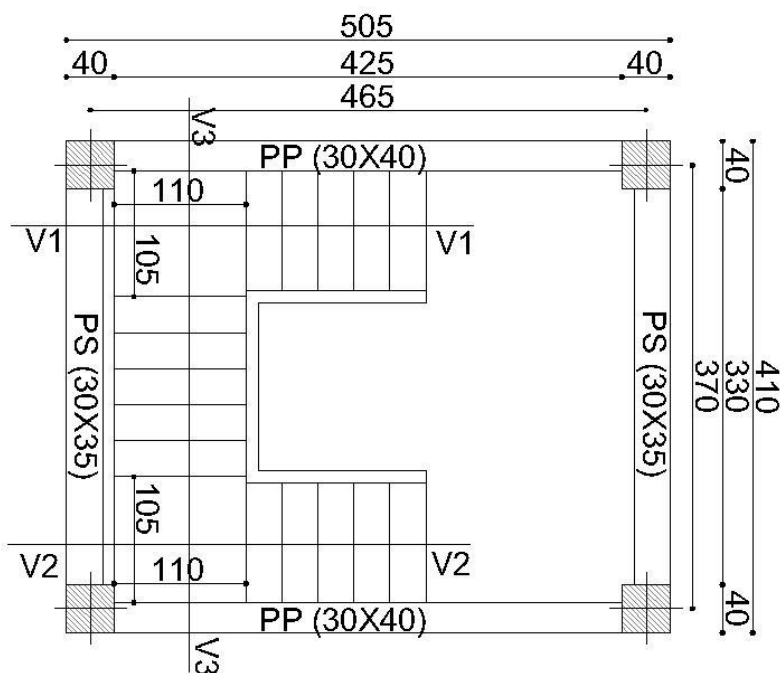


Figure II.4 : Coupe horizontale d'escalier

➤ **Les charges permanentes des escaliers :**

Tableau II.4: Les charges permanentes du palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Chape de mortier	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	15	25	4
Enduit en plâtre	2	10	0,2
			G = 5,4 (KN/m²)
			Q = 2,5 (KN/m²)

Tableau II.5 : Les charges permanentes du paillasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Chape de mortier	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Marche	17	22	3,85
Paillasse	16	25	4
Enduit en ciment	2	20	0,4
Garde-corps	/	/	0,2
			G = 9,65 (KN/m²) Q = 2,5 (KN/m²)

6) Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont construits avec une dalle pleine qui fonctionne comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{130}{10} = 13\text{cm}$$

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

Tableau II.6: les charges permanente d'un balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Chape de mortier	2	20	0,4
Lit sable	2	18	0,36
Dalle plein	15	25	5
Enduit en ciment	2	20	0,4
			G = 6,6 (KN/m²) Q = 3,5 (KN/m²)

7) Prédimensionnement des voiles

Les voiles jouent un rôle crucial dans la structure du bâtiment, assurant à la fois la résistance aux forces horizontales telles que les séismes et les vents, et la transmission des charges verticales aux fondations. Conformément au Règlement Parasismique Algérien de 1999 (version 2003), les éléments sont classés comme voiles s'ils satisfont à la condition : $L \geq 4e$; autrement, ils sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec L : longueur du voile

e = épaisseur du voile

Selon les règles parasismiques algériennes de 2003, l'épaisseur des murs voile (périphériques ou de contreventement) doit être d'au moins 15 cm. De plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des exigences de rigidité aux extrémités.

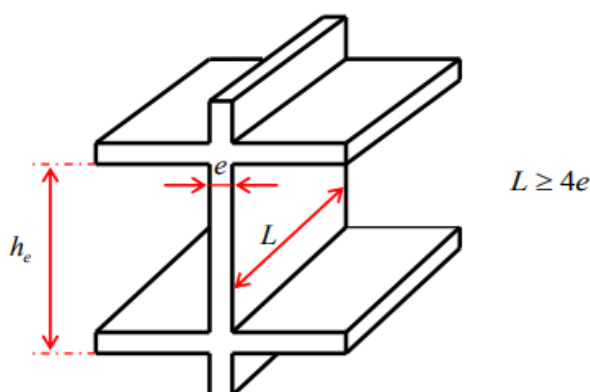


Figure II.5 : coupe voile en élévation

Niveau RDC : $h_e = 340\text{cm}$

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \Rightarrow e \geq \max\left(\frac{340}{22}; 15\right) \Rightarrow e \geq \max(15,45; 15) \Rightarrow e = 20\text{cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15\text{cm} \end{cases}$$

Niveau étage $h_e = 306\text{cm}$

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22} | 15\right) \Rightarrow e \geq \max\left(\frac{306}{22} | 15\right) \Rightarrow e \geq \max(13,90 | 15) \Rightarrow e = 20\text{cm} \\ L \geq 4e \end{cases}$$

On adopte des voiles d'épaisseur $e=20\text{cm}$

$L = 4 \times 20 = 80\text{cm}$, Donc $L \geq 80\text{cm}$

8) Prédimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments verticaux chargés de soutenir les poutres principales et de transmettre les efforts de la super structure à l'infrastructure.

La loi de dégression des surcharges

La loi stipule le calcul des surcharges d'exploitation verticales pour les bâtiments de plus de cinq étages.

Tableau II.7: Tableau de dégression des surcharges

Niveaux des planchers	Σ Surcharges	Σ Surcharges (KN/m ²)
Terrasse	$\Sigma_0 = Q_0$	1
6	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,50
5	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
4	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
3	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
2	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
1	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	8,5
RDC	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	9,875

On choisit le poteau C2

a) La surface d'influence :

Surface corps creux = 8 .20 m²

b) Charge et surcharge appliquer sur le poteau :

➤ **Les charges :**

▪ **Plancher :**

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 8,20 \times 6,33 = 51,906 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher etage courant}} = 8,20 \times 5,22 = 42,804 \text{ KN}$$

▪ **Poutre :**

$$G_{\text{poutre principal}} = 0,3 \times 0,40 \times 25 \times 4,85 = 14,550 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre secondaire}} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 3,35 = 8,794 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = G_{\text{poutre principal}} + G_{\text{poutre secondaire}} = 14,550 + 8,794$$

$$G_{\text{poutre}} = 23,344 \text{ KN}$$

▪ **Poteaux :**

$$G_{\text{poteaux Terrasse}} = 0,35 \times 0,35 \times 25 \times 3,06 = 9,371 \text{ KN}$$

$$G_{\text{étage courant}} = 0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3,06 = 12,240 \text{ KN}$$

$$G_{\text{RDC.1er}} = 0,45 \times 0,45 \times 25 \times 3,40 = 17,212 \text{ KN}$$

Tableau II.8: Tableau de Charge permanente appliqué sur le poteau

Etage	NG(KN) (Plancher)	NG(KN) (Poteau)	NG(KN) (Poutre)	NG(KN) (Totale)	NG(KN) (Cumulé)
Terrasse	51,906	/	23,344	75,346	75,346
6	42,804	9,371	23,344	75,519	150,865
5	42,804	9,371	23,344	75,519	226,384
4	42,804	12,240	23,344	78,388	301,903
3	42,804	12,240	23,344	78,388	380,291
2	42,804	12,240	23,344	78,388	458,679
1	42,804	17,212	23,344	83,360	542,039
RDC	42,804	17,212	23,344	83,360	625,399

c) Les surcharges :

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \times 8,20 = 8,20 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1,5 \times 8,20 = 12,30 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{RDC. 1er}} = 2,5 \times 8,20 = 20,50 \text{ KN}$$

Tableau II.9: Tableau de Surcharge appliqué sur le poteau

Etage	Q (KN)	Q (deg)cum (KN)
Terrasse	8,20	8,20
6	12,30	20,50
5	12,30	32,80
4	12,30	45,10
3	12,30	57,40
2	12,30	69,70
1	20,50	90,20
RDC	20,50	110,70

D'après le CBA93 :

$$B_r \geq \frac{k \cdot \beta \cdot N_u}{\theta \cdot \frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85}{100} \cdot f_{ed}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \beta = 1,2 \\ \theta = 1 \quad T > 24h \\ k = 1 \end{cases}$$

Tel que :

$$\begin{cases} k = 1.10 & \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 & \text{Si plus de la majeure partie des charges est} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{cj} & \text{appliquée avant 28 jours} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{cases}$$

Br : section réduite du poteau en [cm²]

β : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \dots\dots\text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85 \cdot \frac{\lambda^2}{1500} \quad \dots\dots\dots\text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l\sqrt{12}}{a} \quad (\text{a : la plus petite coté})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda=35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance).

$$\text{D'où : } \beta = 1 + 1,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \times 1 = 1,2$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$B_r \geq \frac{1 \times 1,2 \times 10}{1 \times \frac{14,2}{0,9} + \frac{0,85}{100} \times 374,8} N_u$$

$$B_r \geq 0,64 N_u$$

N_u : l'effort normal ultime avec $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)}$$

Tableau II.10: Prédimensionnement des poteaux

Etage	NG _{total}	NG _{cumulé} (KN)	Q (KN)	Q(deg) (Cumulé)	N _u (KN)	CBA93		
						B _r (CBA) (cm ²)	a (cm)	a*b
6	75,519	150,865	12,30	20,50	234,418	150,027	12,24	35x35
5	75,519	226,384	12,30	32,80	354,818	227,083	15,069	35x35
4	75,519	301,903	12,30	45,10	475,219	304,140	17,439	45x45
3	78,388	380,291	12,30	57,40	599,493	383,675	16,588	45x45
2	78,388	458,679	12,30	69,70	723,766	463,210	21,522	45x45
1	83,360	542,039	20,50	90,20	867,052	554,913	23,556	50x50
RDC	83,360	625,399	20,50	110,70	1010,338	646,616	25,420	50x50

CHAPITRE III
Calcul des éléments
secondaire

1) Calcul des balcons

A. Introduction :

Les balcons sont des éléments de structure en dalle pleine considérée encasté dans les poutres leur calcul se fait pour une console ayant une extrémité encastée dans les planchers et l'autre extrémité est libre.

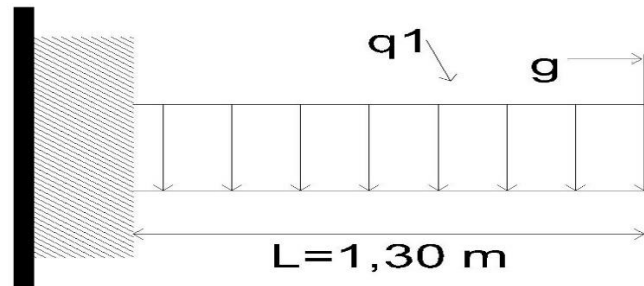


Figure III.1 : Schéma statique de balcon

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion simple pour une bande de 1m linéaire.

B. Les charges

- Surcharge sur le balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Charges permanentes : $G = 6,6 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge dus à la main courante : $Q_1 = 1 \text{ KN/m}$
- Charges de garde de corps : $G_1 = 1,23 \text{ KN/m}$

C. Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

Combinaison des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur

ELU :

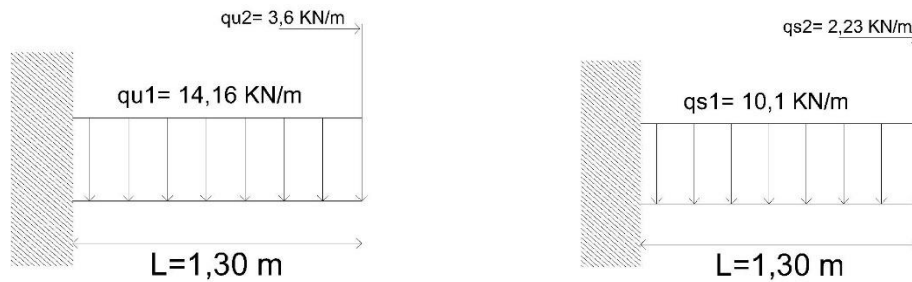
$$q_{u1} = (1,35 \times 6,6) + (1,5 \times 3,5) = 14,16 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = (1,35 \times 1,23) + (1,5 \times 1) = 3,6 \text{ KN}$$

ELS :

$$q_{s1} = (6,6 + 3,5) = 10,1 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = (1,23 + 1) = 2,23 \text{ KN}$$

D. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants**Figure III.2 :** Schéma statique du balcon à L'ELU et à L'ELS

A l'ELU :

$$M_u = \left(q_{u1} \times \frac{L^2}{2} \right) + (q_{u2} \times L) = \left(14,16 \times \frac{1,3^2}{2} \right) + (3,6 \times 1,3)$$

$$M_u = 16,645 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_{u1} \times L) + q_{u2} = (14,16 \times 1,3) + 3,6 = 22,008 \text{ KN}$$

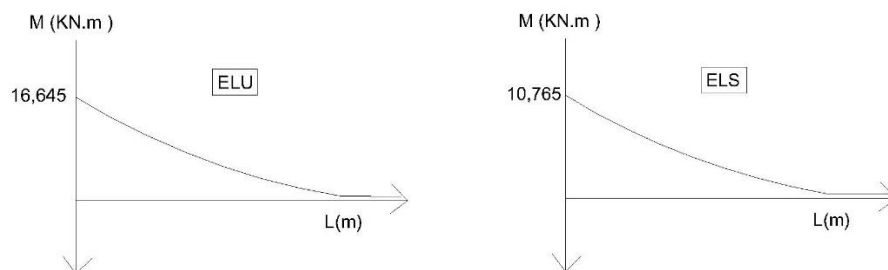
A l'ELS :

$$M_s = \left(q_{s1} \times \frac{L^2}{2} \right) + (q_{s2} \times 1) = \left(10,1 \times \frac{1,3^2}{2} \right) + (2,23 \times 1)$$

$$M_s = 10,765 \text{ KN.m}$$

$$V_s = (q_{s1} \times L) + q_{s2} = (10,1 \times 1,3) + 2,23$$

$$V_s = 15,36 \text{ KN}$$

**Figure III.3:** Diagramme des moments (ELU ; ELS)**E. Ferraillage à L'ELU**

Application de l'organigramme de calcul en flexion simple :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,645 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,064$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49f_{c28} - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16,645}{10,756} = 1,55$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,55) + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,351$$

Alors :

$$\mu_{bu} = 0,064 < \mu_{lu} = 0,351 \quad \Leftrightarrow \quad A' = 0 \text{ pas d'armatures comprimées.}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \quad \Leftrightarrow \quad \text{méthode simplifiée:}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 13,5(1 - (0,6 \times 0,064)) = 12,982\text{cm}$$

Calcul de la section d'acier :

$$A_c = \frac{M_u}{Z_b \times F_{ed}} = \frac{16,645 \times 10^3}{12,98 \times 348} = 3,684\text{cm}^2.$$

$$\text{avec : } f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

On adopte 7 HA 10 = 5,50 cm² St 15= cm

Armatures de répartition :

$$i.A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{5,50}{4} = 1,375\text{cm}^2$$

$$A_t = 7 \text{ HA } 8 = 3,52\text{cm}^2 \quad St = 15\text{cm}$$

F. Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23b_0df_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,63\text{cm}^2 < A_c = 3,52\text{cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_{\min} = 1,63\text{cm}^2 < A_t = 5,50\text{cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

G. Vérification des espacements des barres

Armatures longitudinales :

$$St < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 15\text{cm} < 33\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$St < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 15\text{cm} < 45\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

H. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A5.1.2)

$$V_{u \max} = 22,008 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22,008 \times 10^{-1}}{100 \times 13,5} = 0,163\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5\text{MPa} (\gamma_b = 1,5)$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,163 \text{ Mpa} \quad \Leftrightarrow \text{condition vérifiée}$$

I. Vérification à l'ELS

a. Vérification des contraintes de compression dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : contrainte maximale dans le béton comprimé, $\sigma_{bc} = k \times y$

$$\text{Avec : } k = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER} \cdot Y}{I}$$

$$Y = \frac{b}{2}y^2 + [15 \cdot A_s \cdot y] - [15 \cdot A_s \cdot d]$$

$$Y = 50y^2 + (169 \cdot 5y) - (2034 \cdot d) = 0$$

$$Y = 4,9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100(4,93)}{3} + 15 \times 5,50(13,5 - 4,9)^2$$

$$I = 6266,033 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,765 \times 4,9 \times 10^3}{6266,033}$$

$$\sigma_{bc} = 8,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{15M_{SER} \cdot (d - Y)}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15 \times 10,765(12,5 - 4,9) \times 10^3}{6266,033}$$

$$\sigma_{bc} = 195,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right]$$

$$= \min(266,67; \max(200; 202)) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 195,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \text{condition vérifiée}$$

c. Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_{e0}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0,115 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \\ 2) \frac{A}{bd} = \frac{5,50}{100 \times 13,5} = 0,0041 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \end{array} \right. \quad \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

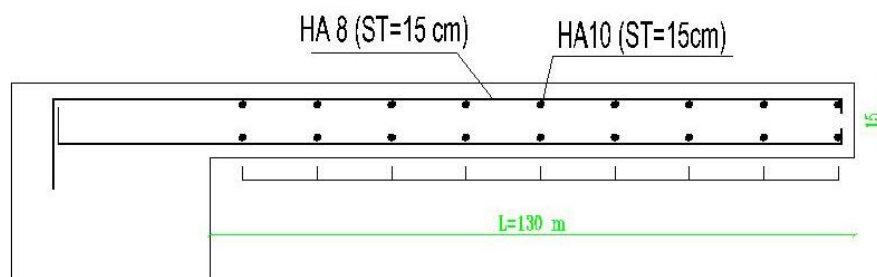


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de balcon

Dans cette partie il faut rajouter un cas de calcul où les murs sont sur la dalle de balcon. Ça veut dire les charges du garde corps et la main courante seront remplacés par la charge des murs (qui est une charge concentrée), et les charges de balcons g_1 et q_1 vous pouvez prendre les mêmes valeurs du balcon ouvert.

2) Etude de l'acrotère**A. Introduction**

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

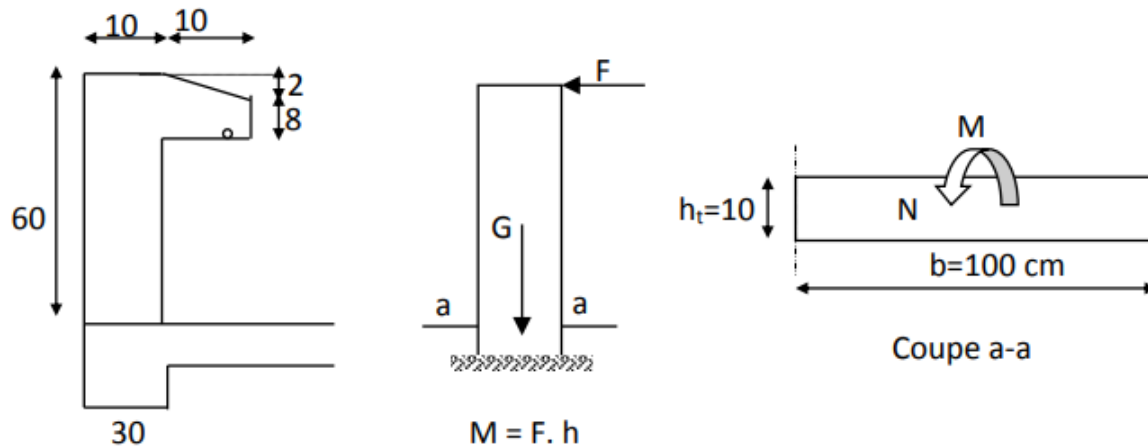


Figure III.5 : Schéma statique de l'acrotère

B. Calcul des sollicitations

- Poids propre : $W_p = \rho \times S$.

$$\rho = \frac{25\text{KN}}{\text{ml}}, \quad S = 0,0069\text{m}^2, \quad W_p = \frac{1,73\text{KN}}{\text{ml}}.$$

- La surcharge d'exploitation : $Q = \max(F, Q_p)$.
- La force sismique :

$$F_p = 4A C_p W_p \text{ (RPA 99 version 2003, (Art 6 2 3))}.$$

Avec :

$$\begin{cases} A : \text{Coefficient d'accélération de zone Tab} \ll 4 \text{ 1} \gg = 0.25 \\ C_p : \text{Coefficient de force horizontale Tab} \ll 6 \text{ 1} \gg = 0.8 \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,73 \quad \Leftrightarrow \quad F_p = 1,38\text{KN/ml}.$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max\{1 ; 1,38\} \quad \Leftrightarrow \quad Q = 1,38\text{KN/ml}.$$

Remarque :

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de 1ml de la largeur en flexion composé.

Moments et efforts normaux

$$M(Q) = 1,38 \times 0,6 = 0,38\text{KN.m}$$

$$G = G_b + G_{\text{rec}}$$

$$G_b = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,8 \times 0,1) + \left(0,02 \times \frac{0,1}{2} \right) \right] \times 1 \times 25$$

$$G_b = 1,75\text{KN/ml}.$$

$$G_{\text{rec}} = 1 \times 0,02 \times 1,48 \times 20 = 0,59\text{KN/ml}.$$

$$N(G) = 1,75 + 0,59 = 2,32\text{KN/ml} \quad \Leftrightarrow \quad G = 2,32\text{KN/ml}.$$

C. Combinaison des charges

$$A'LELU \begin{cases} N_u = 1,35G = 1,352,32 = 3,13\text{KN} \\ M_u = 1,5F \cdot h = 1,5 \times 1,38 \times 0,6 = 1,24\text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$A'LELS \begin{cases} N_s = G = 2,32\text{KN} \\ M_s = F \cdot h = 1,38 \times 0,6 = 0,83\text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

D. Ferraillage a l'ELU**Position du centre de pression****Calcul d'excentricité**

$$e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,38}{2,32} = 0,35\text{m}$$

$e_u, e_{ser} > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

La Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée : $M_{ua} = N_u \cdot e_a$

Avec :

e_a : Distance entre le point d'exploitation de centre de pression «C» et le centre de gravité de l'armature tendue.

$$e_a = e_u + (d \cdot h/2) ; d = 9\text{cm} \text{ donc : } e_a = 39 + (9 \cdot 10/2) = 43\text{cm.}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot e_a = 0,43 \times 3,13 = 1,34\text{KN} \cdot \text{m}$$

Les armatures en flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,0116$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = [3440 \gamma + 49 f_c 28 - 3050] \times 10^{-4} = 0,3335$$

$$\mu_{bu} = 0,0116 < \mu_{lu} = 0,3335 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0,0116 < 0,275 \Rightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,09 (1 - 0,6 \times 0,0116) = 8,93 \text{ cm.}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1,34 \times 10^{-3}}{8,83 \times 10^{-2} \times 348} = 0,43\text{cm}^2$$

Les armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{f_{ed}} \Rightarrow A_s = 0,40\text{cm}^2$$

Vérification à l'ELU**Condition de non-fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera : $A_{s\ min} = 1.09 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rep} = A = 4HA8 = 2,01$ Répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\ max}}{0,9d \sum_{i=1}^n u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$$

avec: $\Psi = 1,5$ pour HA

$$V_{u\ max} = 1,5Q = 1,5 \times 1,38 = 2,07 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n u_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,7 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,09 \times 0,1} = 0,255 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2) :

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\ max}}{b \times d} = \frac{2,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,023 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

E. Vérification à l'ELS :**Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$) $\Leftrightarrow K = \frac{M_{ser}}{I}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2] \text{ Moment d'inertie} \\ y: \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 1,35 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 58,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

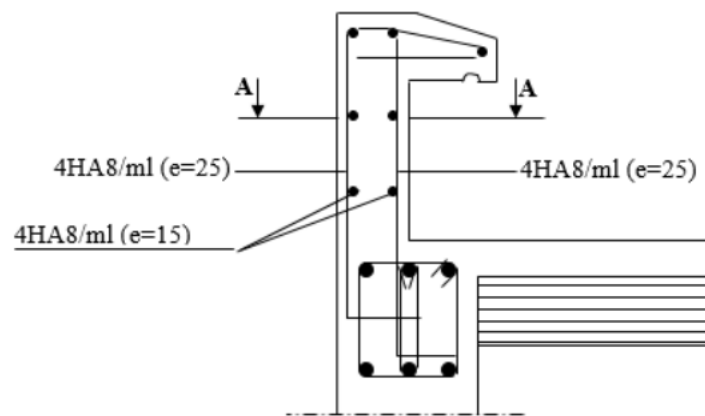


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

3) L'escalier

A) Introduction

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier est adopté du type coulé en place et constitué de deux paillasse, et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

B) Sollicitation de calcul :

La paillasse

$$G = 9,65 \text{ KN/m}^2$$

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

Le palier :

$$G = 5,4 \text{ KN/m}^2$$

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

C) Combinaisons des charges :

Le calcul pour une bande de 1m de largeur

A l'ELU :

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,4 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_{u \text{ palier}} = 11,04 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,65 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_{u \text{ paillasse}} = 16,77 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 5,4 + 2,5 = 7,9 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 9,65 + 2,5 = 12,15 \text{ KN/ml}$$

D) Ferrailage a l'ELU :

Le calcul se fait en considérées les fissurations sont peu préjudiciables car les escaliers sont à l'intérieur du bâtiment, et ne sont pas soumis aux intempéries.

- L'escalier est calculé comme une poutre isostatique sur deux appuis.
- Les articulations sont encastrées de deux cotés.

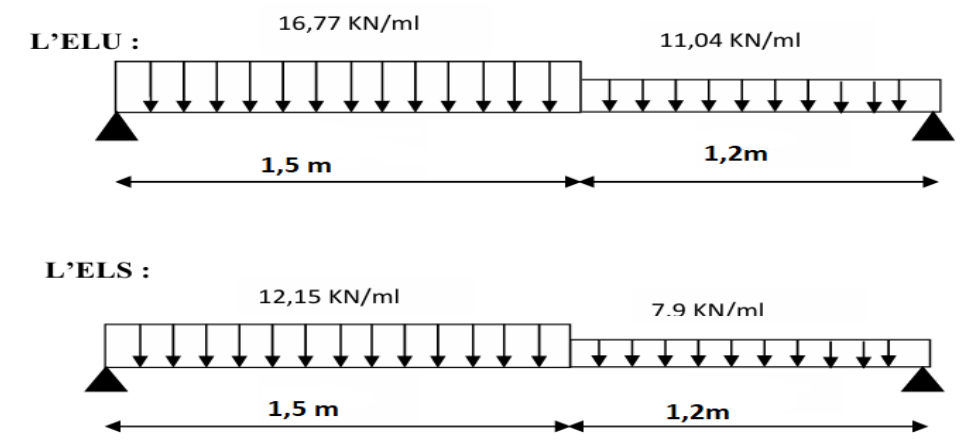
Schéma statique de calcul :

Figure III.7: Schéma statistique des escaliers a ELU et a ELS

a) Calcul a l'ELU :

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 38,403 \text{ KN}$$

$$R_A = 25,155 \text{ KN}$$

$$R_B = 13,248 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**1^{ère} Tronçon : $0 \leq x \leq 1,5m$**

$$T_y = 16,77x + 25,155 \Leftrightarrow \begin{cases} T_y = 25,155 \text{ KN pour } x = 0 \\ T_y = 0 \text{ KN pour } x = 1,5m \end{cases}$$

$$M_z = 16,77 \frac{x^2}{2} + 25,155 x \Leftrightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = 6,289 \text{ KN.m pour } x = 1,5m \end{cases}$$

2^{ème} Tronçon : $0 \leq x \leq 1,2m$

$$T_y = 11,04x - 13,248 \Leftrightarrow \begin{cases} T_y = -13,248 \text{ KN pour } x = 0 \\ T_y = 0 \text{ KN pour } x = 1,2m \end{cases}$$

$$M_z = 11,04 \frac{x^2}{2} - 13,248 x \Leftrightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = -5,299 \text{ KN.m pour } x = 1,2m \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Leftrightarrow -16,77x + 25,155 = 0$$

$$x = 1,5m$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,5m$.

Donc :

$$M_{z \max} = -16,77 \frac{(1,5)^2}{2} + 25,155(1,5)$$

$$M_{z \max} = 18,866 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

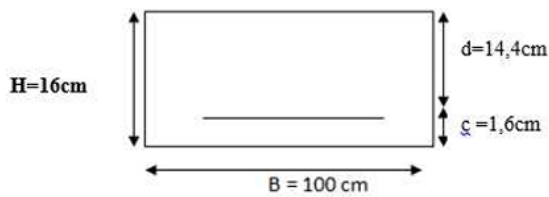
- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3M_{z \max} = -5,660 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0,85M_{z \max} = 16,036 \text{ KN.m}$

Remarque :

L'escalier est calculé comme une poutre isostatique sur deux, puis on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Armatures longitudinales**En travée :**

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times H = 14,4 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{16,036 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144^2 \times 14,2} = 0,054$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t \text{ ser}}} = \frac{16,036}{11,618} = 1,380$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0,292$$

$$\mu_{bu} = 0,054 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0,054 < 0,275 \Rightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 14,4(1 - 0,6 \times 0,054) = 13,546 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{16,036 \times 10^3}{13,55 \times 348} = 3,94 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_t = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5,660 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144^2 \times 14,2} = 0,019$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a \text{ ser}}} = 1,380$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0,292$$

$$\mu_{bu} = 0,019 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0,019 < 0,275 \Rightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 14,4(1 - 0,6 \times 0,019) = 14,23 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{5,660 \times 10^3}{14,23 \times 348} = 1,143 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$\begin{cases} \text{Travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2 \\ \text{Appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,9825 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit : $5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}^2$

Vérification a l'ELU :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 14,4 \times 2,1}{400} = 1,739 \text{ cm}^2$$

Vérification de la disposition des armatures (BAEL91. ArtA.8.2.42) :

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(48, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = [20, 25 \text{ cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91. Art 5.1.2) :

La vérification de l'effort tranchant se fera pour le cas plus défavorable :

$\tau_{u \max} = 25,155 \text{ KN}$; donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 3,33 \text{ MPa} \text{ La fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{25,155 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} = 0,1745 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,1745 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

Remarque :

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence d'appui (BAEL 91 Art A 6.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,155 \times 10^{-1}}{0,9 \times 0,144 \times 18,84} = 1,03 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1,739 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \text{En travée} : A_s = 5,95 > 1,739 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifier} \\ \text{En appui} : A_s = 3,93 > 1,739 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

4) Etude des planchers :

A. Dalle de compression :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

Dans notre cas, les planchers sont en corps creux (16+4) associé à des poutrelles préfabriquées sur chantier, la dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher avec une épaisseur de 4cm.

Cette dalle est ferrillée d'un quadrillage d'armatures constitué d'une nappe de treillis

Soudés (TLE 520) dont les dimensions ne doivent excéder :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires.
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- En pratique on considère un maillage de 20 cm.

Soit :

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm² sur 1 mètre de nervures)

L : écartement entre axe des nervures

$$\text{Si : } L \leq 50 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad A > \frac{Fe}{400}$$

$$50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad A = \frac{4l}{Fe}$$

Les armatures parallèles aux nervures, ainsi que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à $\frac{A}{2}$

Les armatures perpendiculaires aux nervures égales :

$$A_{par} = \frac{A_{per}}{Fe} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{par} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St = 20 \text{ cm}$

Donc nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de (TLE500) de dimensions (200x200) mm².

B. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre articulée sur plusieurs appuis, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

- **Charge et surcharge et La combinaison de charge :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Charge et surcharge et combinaisons de charges.

Niveau	g [KN/m]	q [KN/m]	qu [KN/m]	qser [KN/m]
Plancher terrasse	4,114	0,65	6,53	4,76
Etage courant	3,393	0,975	6,04	4,37

Remarque :

On calcule le plancher de RDC et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

$$qu = 6,04 \text{ KN/m} ; qs = 4,37 \text{ KN/m}$$

Méthode de calcul :

Méthode forfaitaire

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitation modérées.

Conditions d'applications

1.
$$\begin{cases} Q < 2G \\ \dot{o}u \\ Q < 5KN / m \end{cases}$$
2. Moment d'inertie est le même pour toutes les travées.
3. Les portées successives sont :
$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$
4. Fissuration peu préjudiciable.

Vérification du domaine d'application :

- 1ere condition : $Q = 0,975 [KN/m] < 5$ → Condition vérifiée.
 2em condition : $I = \text{constant}$ → Condition vérifiée.
 3eme condition : fissuration peu préjudiciable → Condition vérifiée.
 4eme condition : $\frac{Li}{Li-1} \leq 1,25 = \frac{3,3}{2,2} > 1,25$ → Condition non vérifiée.

Conclusion :

La 4ème condition n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Pour cela, on applique la méthode de Caquot.

- **Application de la méthode de Caquot :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthodes forfaitaire n'est pas vérifier.

Cette, méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Règle des moments :

- ♦ **Les moments en appuis :**

$$M_a = -\frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

M_a = moment aux appuis dû aux charges réparties sur les deux travées.

$M_a = 0$... Appuis de rive.

q_e : Charge répartie droite de l'appui considéré.

q_w : Charge répartie gauche de l'appui considéré.

Principe de calcul :

Notation de longueur :

$L' = 0,8 L$ travée intermédiaire.

$L = L$ travée de rive.

Cas des charges uniformément réparties.

Les moments en travées :

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2}; \quad X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

M_t = le moment maximal en travée.

Règle de l'effort tranchant :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + q \times L$$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

Calcul des longueurs fictives :

$$L'_{AB} = L_{AB} = L_{IJ}$$

$$= 3,65 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = L'_{HI} = 0,8 \times 3 = 2,4 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = L'_{GH} = 0,8 \times 3,05 = 2,44 \text{ m}$$

$$L'_{DE} = L'_{FG} = 0,8 \times 2,4 = 1,92 \text{ m}$$

$$L'_{EF} = 0,8 \times 3,3 = 2,64 \text{ m}$$

Les résultats obtenus sont dans les tableaux suivant :

A L'ELU :

Tableau III.2 : Moment et Effort tranchants à L'ELU.

Travée	MWest (KN.m)	Mest (KN.m)	Mt (KN.m)	X (m)	Vwest (KN]	Vest (KN)
A-B	0	-7,33	6,72	2,15	-9,02	13,03
B-C	-7,33	-4,16	1,72	1,32	-10,11	8
C-D	-4,16	-3,52	3,18	1,49	-9,42	9
D-E	-3,52	-3,97	0,6	1,23	-7,06	7,43
E-F	-3,97	-3,97	4,25	1,65	-9,96	9,96
F-G	-3,97	-3,52	0,6	1,16	-7,43	7,43
G-H	-3,52	-4,16	3,18	1,56	-9	9
H-I	-4,16	-7,33	1,72	1,67	-8	8
I-J	-7,33	0	6,72	1,49	-13,03	13,03

A L'ELS :

Tableau III.3 : Moment et Effort tranchants à L'ELS.

Travée	MWest (KN.m)	Mest (KN.m)	Mt (KN.m)	X (m)	Vwest (KN]	Vest (KN)
B.C	0	-5,31	4,86	2,15	-6,52	9,43
C.D	-5,31	-3,01	0,82	1,32	-7,32	5,78
D.E	-3,01	-2,55	2,3	1,49	-6,82	6,51
E.F	-2,55	-2,87	0,43	1,23	-5,11	5,37
F.G	-2,87	-2,87	3,07	1,65	-7,21	7,21
G.H	-2,87	-2,55	0,43	1,16	-5,37	5,11
H.I	-2,55	-3,01	2,3	1,56	-6,51	6,82
I.J	-3,01	-5,31	0,82	1,67	-5,78	7,32
J.K	-5,31	0	4,86	1,49	-9,43	6,52

Le tableau suivant résume les efforts maximaux en appuis et en travées :

Tableau III.4 : les efforts maximaux en appuis et en travées (ELS ; ELU).

Etat	Mt.max (KN.m)	Ma.max (KN.m)	Vmax (KN)
ELU	6,73	7,33	13,03
ELS	4,86	5,31	9,43

- **Ferrailage a l'ELU :**

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en **T**.

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

$$b_0 = 12 \text{ [cm]}$$

$$h = 20 \text{ [cm]}^2$$

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

$$d = 0,8 \times h = 16 \text{ [cm]}$$

a) En travée

$$M_{t,max} = 6,73 \text{ KN. m}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2}$$

$$F_{bc} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu}$$

$$M_{Tu} = (0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 0,14) \times 10^3$$

$$M_{Tu} = 51,688 \text{ KN. M}$$

$$M_{Tu} > M_{T,max}$$

Donc la zone de compression se trouve dans la table, et la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times d$).

$$b = 65 \text{ [cm]} \quad d = 16 \text{ [cm]}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,73 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,16^2) \times 14,2} = 0,028$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{6,73}{4,86} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,028 < \mu_{lu} = 0,29$$



(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\mu_{bu} = 0,028 < 0,275$$



Méthode simplifiée.

$$Z_b = d [1 - 0,6\mu_{bu}]$$

$$Z_b = 16 [1 - 0,6(0,028)] = 15,73 \text{ cm}$$

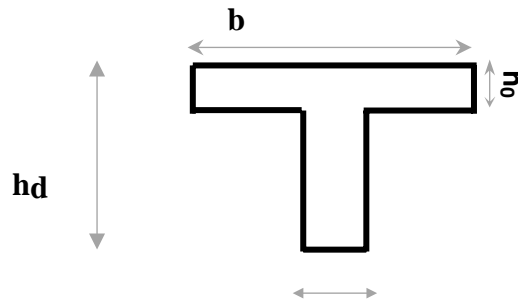
$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{bd}} = \frac{6,73 \times 10^3}{15,73 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T10 → $A_t = 2,36 \text{ [cm}^2\text{]}$

b) Aux appuis :

La section Sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times d$) et de largeur b_0

$$b = 12 \text{ [cm]} \quad d = 16 \text{ [cm]}$$



$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,33 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,16^2) \times 14,2} = 0,16$$

$$\gamma = \frac{M_{a \text{ ult}}}{M_{a \text{ ser}}} = \frac{7,33}{5,31} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,16 < \mu_{lu} = 0,29 \quad \rightarrow \quad (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0,16 < 0,275 \quad \rightarrow \quad \text{Méthode simplifiée.}$$

Avec:

$$\alpha_1 = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = 0,22$$

$$Z_b = d [1 - 0,4\alpha_1] = 0,146 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z_d \times f_{st}} = \frac{7,33 \times 10^{-3}}{0,146 \times 348} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,16 \times \frac{2,1}{400} \quad \rightarrow \quad A_{\min} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{\min} = 0,23 \text{ cm}^2 < A_{app} = 1,44 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$\text{On adopte : } 1T12 + 1T10 \quad \rightarrow \quad A_{app} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Calcul des Amateurs transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence.

$$A_{\text{transversale}} = \min (h/35, b_0/10, \phi_l)$$

$$A_{\text{transversale}} = (20/35 ; 12/10 ; 1) = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2T8 \quad \rightarrow \quad A_{\text{transversale}} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales (St) :

D'après (Art-A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0,9d \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \min \begin{cases} 14,4 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad \rightarrow \quad S_t \leq 14,4$$

On prend $S_t = 14 \text{ cm}$

• Vérification a l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.23 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement pour le cas le plus défavorable suffira :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$V_u = 13.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13.03 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.16} = 0.67 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{13.03 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16 \times 3 \times 3.14 \times 1} = 0.96 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.96 \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Vérification a l'ELS :

Tableau III.5 : Vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier

	Mser (KN.m)	AS (cm ²)	y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Condition
Travée	4,86	2,36	0,04	2,21	15	123,4	201,6	Vérifiée
Appui	5,31	1,92	0,04	2,36	15	134,9	201,6	Vérifiée

Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq 1/16 \qquad 2) \frac{A}{bd} \leq 4.2 / f_{c0} \qquad 3) \frac{h}{l} \geq Mt/10.Ma$$

$$1) \frac{h}{l} = 20/365 = 0.054 < 1/16 = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non Vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{bd} = 2.36 / (12 \times 18) = 0.011 < 4.2 / f_c = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{l} = 20/365 = 0.054 < 4.86 / (10 \times 5.31) = 0.092 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non Vérifiée.}$$

Puisque les deux conditions (1 et 3) ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} \leq \bar{f} \quad \text{Tel que : } \bar{f} = \frac{365}{500} = 0.73 \text{ cm}$$

Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.40 \text{ MPa}$$

Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s = (65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2$$

Moment statique

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

$$S_{/xx} = 65 \times 4 \times \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 \times \left(\frac{20 - 4}{2} + 4 \right) + 15 \times 2.36 \times 18$$

$$S_{/xx} = 3461.2 \text{ cm}^3$$

Position de centre de gravité

$$V_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s} = 3461.2 / 487.4 = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

fi: La flèche due aux charges instantanées.

fv: La flèche due aux charges de longue durée.

Moment d'inertie de la section totale homogène « I0 »

$$I_0 = 15588.14 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

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

$$\delta = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \left(2 + 3 \times \frac{12}{65} \right)} = 1.49$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1.49 = 0.596$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

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

σ_s st σ_s 240 MPa

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 240 + 2,1} = 0,71$$

Calcul de d'inerties fictives

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 15588,14}{1 + 0,596 \times 0,71} = 12048,5 \text{ cm}^2$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4,86 \times 3650^2 \times 10}{10 \times 10721,40 \times 12048,5} = 0,50 \text{ cm}$$

$$f_v = 0,5 \text{ cm} < \overline{f_v} = 0,73 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferrillées comme suit :

Aux travées : 3T10 = 2,36 cm²

Aux appuis : 1T12 + 1T10 = 1,92 cm²

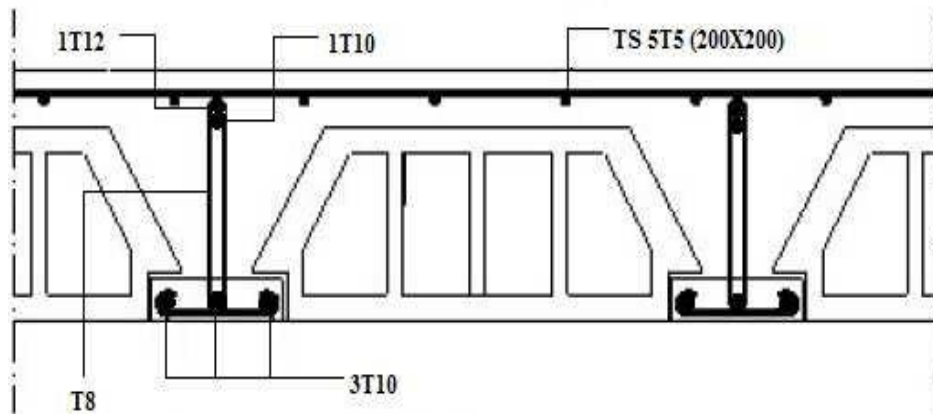


Figure III.8 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

C. Dalle pleine

• Introduction :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armée qui repose sur deux, trois ou quatre appuis.

- **Charges et surcharge et leurs combinaisons :**

Tableau III.6 : Evaluation des charges.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	qu (KN/m ²)	qser (KN/m ²)
Plancher terrasse	8,5	1	12,98	9,5
Plancher RDC étage courant	7,4	1,5	12,24	8,9

Remarque :

On calcul juste pour l'étage terrasse et on généralise pour les autres niveaux.

- **Principe de la méthode de calcul :**

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = l_x / l_y$) mesurés entre nus d'appuis (Avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y .

Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 0,2$.

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis on procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenue de l'encastrement crée par la liaison plancher voile).

$$\alpha = l_x / l_y = 5,05 / 5,05 = 1$$

$$l_y = 5,45$$

$\alpha > 0,4$ Donc la dalle travaille dans les deux sens.

Les moments isostatiques au centre du panneau sont :

$$\text{Sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

$$\text{Sens de la grande portée : } M_y = \mu_y \times M_x$$

A L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^2 [1-0,95(1-\alpha)^2] \geq 1/4 \end{array} \right.$$

A L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^2 [1+3/2(1-\alpha)^2] \geq 1/4 \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments :**

Rapport des cotés (l_x / l_y) : $\alpha = 1$

La Charge permanent : $G = 8,5 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Le calcul se fait pour la terrasse.

Effort ultime repris par le plancher :

$$P_u = (1,35G + 1,5Q)$$

$$P_u = 12,98 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 9,5 \text{ KN/m}^2$$

Détermination des coefficients μ_x et μ_y :

$$\begin{array}{cc} \text{ELU} & \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,037 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right. & \text{ELS} & \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,042 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right. \end{array}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{array}{cc} \text{ELU} & \left\{ \begin{array}{l} M_0(x) = 14,26 \text{ KN.m} \\ M_0(y) = 14,26 \text{ KN.m} \end{array} \right. & \text{ELS} & \left\{ \begin{array}{l} M_0(x) = 11,85 \text{ KN.m} \\ M_0(y) = 11,85 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{cc} \text{ELU} & \left\{ \begin{array}{l} M_0(x) = 14,26 \text{ KN.m} \\ M_0(y) = 14,26 \text{ KN.m} \end{array} \right. & \text{ELS} & \left\{ \begin{array}{l} M_0(x) = 11,85 \text{ KN.m} \\ M_0(y) = 11,85 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{array}$$

Calcul des moments sur appuis :

Tableau III.7 : Calcul des moments sur appuis.

	M_{wx} (KN.m)	M_{ex} (KN.m)	M_{wy} (KN.m)	M_{ey} (KN.m)
ELU	4,28	4,28	4,28	4,28
ELS	3,55	3,55	3,55	3,55

Calcul des moments travée :

Tableau III.8 : Calcul des moments en travée.

	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
ELU	12,12	12,12
ELS	10,07	10,07

- Ferraillage a l'ELU :**

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre plancher, on va opter à choisir la dalle suivante : Dalle reposant sur quatre appuis (D1) de dimension :

5,45× 5,45 et épaisseur e = 20 cm

D'après BAEL91 :

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple pour une band de 1m.

Selon le Ly :

$$h_0 = 0.2 \text{ m}$$

$$A_{y.min}(cm^2 / ml) = \left\{ \begin{array}{l} 8h \dots f_{e400} \\ 6h \dots f_{e500} \end{array} \right.$$

$$A_{y.min} = 8h_0 = 8 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2/ml$$

Selon le Lx :

$$A_{x.min}(cm^2/ml) = A_{y.min} \times \frac{3-\alpha}{2} = 1.6 \times \frac{3-1}{2} = 1,6(cm^2/ml)$$

Espacement maximal:

$$St \text{ min (33cm, 3ht)} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

Le calcul se fait en flexion simple.

Tableau III.9 : Ferrailage de la dalle.

		M (KN.m)	A (cm ²)	A min (cm ²)	choix	Aadp (cm ²)	St (cm)
Travée	Sens x-x	12,12	2,02	1,6	5HA10	3.93	20
	Sens y-y	12,12	2,02	1,6	5HA10	3.93	20
Appuis	Sens x-x	4,28	0,71	1,6	5HA10	3.93	20
	Sens y-y	4,28	0,71	1,6	5HA10	3.93	20

• **Vérifications à L'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right\} \text{ (MPa)} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{12,98 \times 5,45}{2} \times \frac{1}{1+\frac{1}{2}} = 23,58 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{p_u \times l_x}{3} = \frac{12,98 \times 5,45}{3} = 23,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d} = \frac{23.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0,131 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,131 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

• **Vérifications a L'ELS :**

Tableau III.10 : Vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier.

	Mser (KN.m)	AS (cm ²)	y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Condition
Travée	10,07	3,93	0,04	2,96	15	159,1	201,6	Vérifiée
Appui	3,55	3,93	0,04	1,04	15	56,1	201,6	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

M_a = moment aux appuis dû aux charges réparties sur les deux travées.

M_a = 0... Appuis de rive.

q_e : Charge répartie droite de l'appui considéré.

q_w : Charge répartie gauche de l'appui considéré.

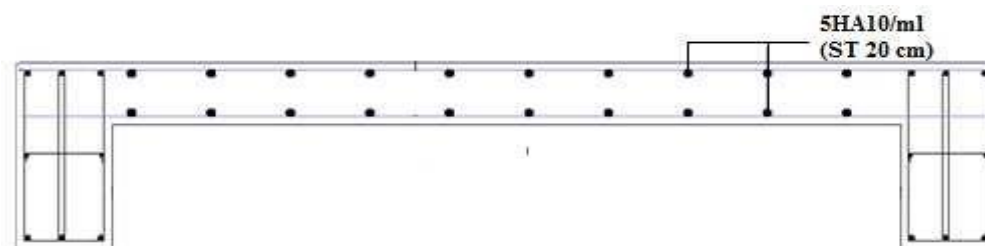


Figure III.9: Coupe verticale de la dalle pleine.

D. Poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est complètement encastée dans les poteaux.

- **Prédimensionnement :**

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,16 < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures longitudinales :**

Les moments maximaux en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.11: ferrailage de la poutre palière.

Poutre	M		A cal (cm ²)	ARpa min (cm ²)	A bael (cm ²)	ferrailage	A adpt (cm ²)
	(KN.m)						
30x35	appuis	68,1	5,54	5,25	1,14	3T16	6,03
	travée	64,27	5,21			3T16	6,03

- **Armatures transversales :**

D'après (BAEL Art 7.4.2.3) :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\text{min}} \right\} \quad \phi_t \leq \min\{1; 3; 1,6\}$$

On prend $\phi_t 8$ (mm)

L'espace maximal :

$St \leq \min (h/4 ; 12\phi L ; 30)$ en zone nodale.

$St \leq h/2$ en zone courante.

$St \leq \min (8,75 ; 16,8 ; 30) \dots$ en zone nodale.

Donc on adopte $St = 8$ cm.

$St \leq 17,5 \text{ cm}$ en zone courante.
Donc on adopte $St = 15 \text{ cm}$.

Selon le RPA99 version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t = 0,003 \times St \times b$$

$$A_t = 0,003 \times St \times b$$

$$= 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

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

- **Vérfications :**

La condition de non fragilité : (BAEL91) :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec $f_{t28} = 2,1 [MPa]$; $f_e = 400 [MPa]$

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23(30)(0,9 \times 35) \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Cisaillement du béton :

On doit vérifier la condition ci-après

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

V_u : l'effort tranchant maximum

b : largeur de la section de la poutre

d : hauteur utile

Tableau III.12: Vérification de la contrainte de cisaillement.

POUTRE	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	condition
30X35	52,56	0,556	3,33	vérifier

Tableau III.13: Vérification de la contrainte dans le béton.

POUTRE	M (KN.m)	A_s sup (cm ²)	A_s inf (cm ²)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
30X35	appui	24,4	6,03	6,03	0,1	3,89	15
	travée	21,44	6,03	6,03	0,1	3,42	15

CHAPITRE IV
Etude dynamique
et sismique

1) Introduction :

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme

Le séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses. Ainsi pour un chargement dynamique on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

2) L'étude dynamique :

a) Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non amorties (VLNA). Étant donné la complexité souvent inhérente à l'étude dynamique d'une structure, il est fréquent de recourir à des modèles simplifiés pour faciliter l'analyse.

b) Présentation du logiciel de calcul ETABS :

Nom du programme: Extended Analysis of Building Systems

Version : 21.0.0

Entreprise productrice : Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

Les principales caractéristiques de ce logiciel :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI. Etc). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

c) Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation revient à représenter un problème physique, caractérisé par un nombre infini de degrés de liberté (DDL), à travers un modèle contenant un nombre fini de DDL. Ce modèle vise à reproduire de manière précise les caractéristiques du système original, notamment la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes, la structuration consiste à trouver un mécanisme simplifié qui reproduit au mieux le comportement réel de la structure, en prenant en compte de façon appropriée la masse et la rigidité de tous ses composants.

La modélisation est décomposée en 8 étapes principales suivantes :

- **1^{er} Étape** : consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser.
- **2^{ème} Étape** : consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés.
- **3^{ème} Étape** : consiste à l'affectation des propriétés géométrique des éléments.
- **4^{ème} Étape** : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser
- **5^{ème} Étape** : on va définir les charges appliquées sur la structure à modéliser (la charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
- **6^{ème} Étape** : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charges.
- **7^{ème} Étape** : consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de mode propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.
- **8^{ème} Étape** : c'est visualiser les résultats de l'analyse.

d) La disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- assurer une excentricité minimale

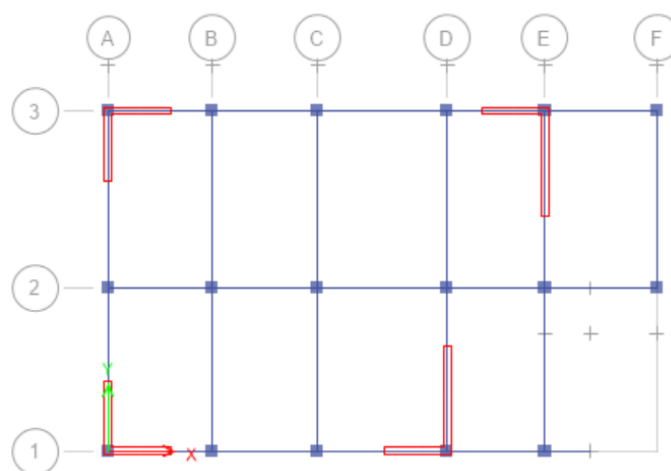


Figure IV.1: La disposition des voiles.

e) Caractéristiques géométriques du bâtiment

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération. Il est donné par le tableau (4.5) R.P.A 2003 (β : 0,2)

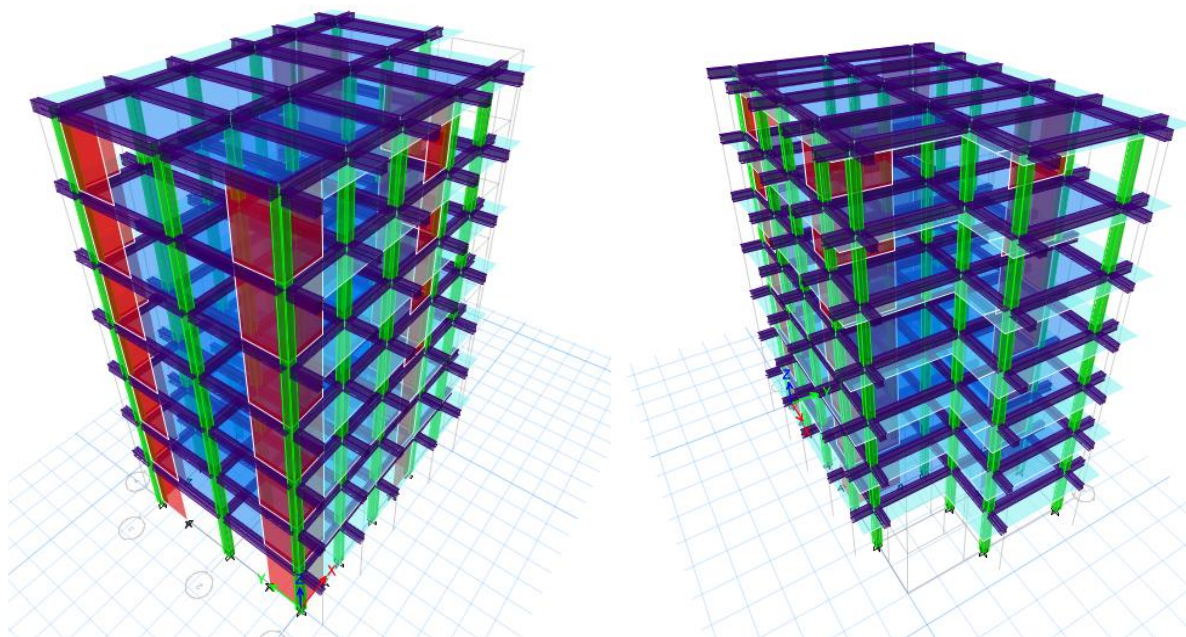


Figure IV.2: La forme finale du bâtiment en 3D.

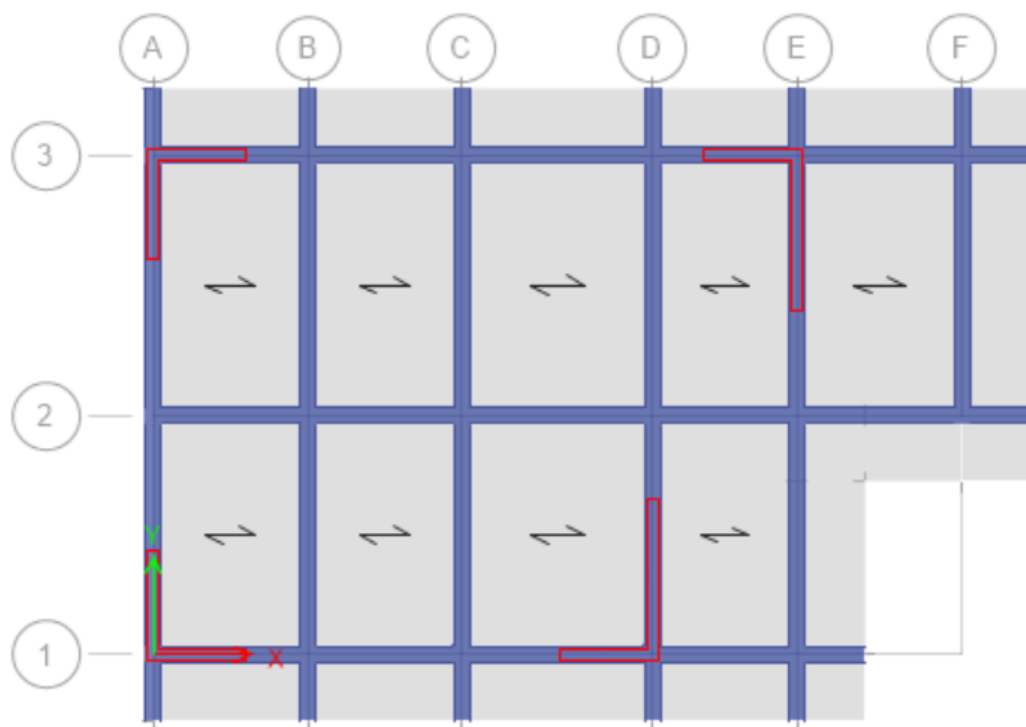


Figure IV.3: Vu en plan de l'étage courant et terrasse.

Centre de masse :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

Centre de rigidité :

Le centre de torsion est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En générale deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus, les efforts horizontaux (Séisme, vent ... etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subit une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $(\pm 0,05L)$ (ART 4.3.7 RPA 2003), (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Le tableau suivant représente le centre de masse et centre de torsion ainsi que la masse totale de la structure obtenue à partir de fichier résultat de l'analyse par le logiciel **ETABS** :

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le **RPA (art4.2.7)** est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max[e_{ax}; e_{ay}]$$

$$e_a = \max[5\% L_x; L_y]$$

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans les tableaux ci-dessous.

Centre de masse et Centre de torsion :

Display → show tables → building output → center mass rigidity.

Tableau IV.1 : Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage.

plancher	masse (KN)	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité	
		XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex (m)	ey (m)
6	1283,72	7,4343	5,1051	8,0193	5,1019	-0,585	0,0032
5	1439,99	7,3719	5,0916	8,052	5,1465	-0,6801	-0,0549
4	1439,99	7,3719	5,0916	8,1038	5,2128	-0,7319	-0,1212
3	1439,99	7,3719	5,0916	8,1487	5,2824	-0,7768	-0,1908
2	1439,99	7,3719	5,0916	8,1507	5,3331	-0,7788	-0,2415
1	1439,99	7,3719	5,0916	8,024	5,3238	-0,6521	-0,2322
RDC	1483,29	7,3625	5,0909	7,4364	5,1297	-0,0739	-0,0388

3) Modélisation dynamique

1. Introduction

Vu que notre ouvrage est implanté dans une zone de forte sismicité, le système de contreventement doit contenir des voiles pour la reprise des efforts horizontaux dus au séisme et notre conception doit satisfaire les conditions exigées par le règlement parasismique algérien qu'elle soit régulière ou irrégulière car l'expérience montre que l'application des règles parasismiques limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques. Nous avons considéré un modèle tridimensionnel à 3 degrés de liberté (deux translations et une rotation) où toutes les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers

2. Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

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

A. Méthode statique équivalente :

Méthode statique équivalente : Les forces dynamiques réelles générées dans la structure sont substituées par un ensemble de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents au déplacement du sol dans n'importe quelle direction horizontale. Les forces sismiques horizontales équivalentes sont alors supposées appliquées successivement dans deux directions orthogonales caractéristiques, choisies à l'avance par le concepteur.

B. Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode repose sur l'identification des modes propres de vibration de la structure et sur la maximisation des effets produits par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres sont influencés par la masse de la structure, l'amortissement et les forces d'inertie.

C. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

3. Choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier les conditions suivantes du RPA99/V 2003.

Méthode statique équivalente :

Pour l'utiliser on doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage

Groupe d'usage 2 ... $H_t \leq 7$ niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B ... $H_t \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A ... $H_t \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3 ... $H_t \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B... $H_t \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Remarque :

Le bâtiment étudié n'est pas régulier en élévation et en plan. Cet immeuble est implanté en zone IIb et de groupe d'usage 2 mais il dépasse 17 m.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées, donc on utilise la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA99/V2003**

4. Application de la méthode dynamique modale spectrale

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

$\eta = 7/(2 + \xi) \geq 0,7$

η : Facteur de correction d'amortissement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

g : accélération de la pesanteur.

a. Classification du site :

Selon le RPA2003 (ART .3.3.1) Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui l21²es constituent. Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble.

Donc de catégorie **S3**

b. Périodes caractéristiques T1, T2 :

Pour un site de catégorie S3 on a : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$; $T_2 = 0.50 \text{ sec}$

Selon (**TAB 4.7 RPA 2003**)

c. Coefficient d'accélération de zone III :

Le coefficient d'accélération est choisi suivant la zone sismique III et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas (bâtiment à usage d'habitation de groupe 2) : $A = 0.25$.

Selon **TAB 4.1 (RPA2003)**.

d. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule (**4-4/RPA99/2003**) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (**4.4 R.P.A 2003**).

Tableau IV.2 : valeurs des pénalités Pq

Critère q	Pénalité p_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0,05
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$Q = 1 + \Sigma P_q = 1,1$	

e. Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule :

$$T = \min \left[C_T h_N^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right] \quad \text{RPA99/2003 Formule (4-6)}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 21,76m$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de, remplage et est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/2003**

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : $C_T = 0.05$

Donc : $T = 0,05 \times (21,76)^{3/4} = \mathbf{0.50\ s}$

$T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{21,76}{\sqrt{16,1}} = \mathbf{0,49\ s} \rightarrow$ On prend $T_x = \mathbf{0,49\ s}$

$T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{21,76}{\sqrt{10,1}} = \mathbf{0,62\ s} \rightarrow$ On prend $T_x = \mathbf{0,50\ s}$

Remarque :

La période obtenue par ETABS (T_{dyn}) ne doit pas dépasser la période fondamentale calculé par la formule de **RPA** (T_{RPA}):

$$T_{dyn} = T_{dyn} < \mathbf{1.3T_{RPA}}$$

Tableau IV.3: de la période fondamentale.

	Sens X-X	Sens Y-Y
T analytique (ETABS)	0,62	0,57
Temperique (RPA)	0,49	0,50
1,3*Temperique	0,63	0,65

Trpa 1,3 > Trobot	
sens xx	Vérifiée
sens yy	vérifiée

f. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le (**Tableau 4.7 art 4.2.3**) de (**RPA 99/Ver.2003**). On a pour un site meuble (S3) $\Leftrightarrow T_2 = 0,50s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

Pour $\xi = 10\%$ on a : $\eta = 0,764$, $T = 0,615\ s$

$T_2 \leq T \leq 3\ s$

$$D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,764 \left(\frac{0,50}{0,61}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 1,66$$

$$D_y = 2,5 \times 0,764 \left(\frac{0,50}{0,53}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 1,84$$

g. Coefficient de comportement global de la structure " R " :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) R.P.A 2003 en fonction du système de contreventement. Dans notre cas nous considérons le système (4a) (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (portiques – voiles)).

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2

Justification du système de contreventement :

Pour justifier le contreventement mixte, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV.4 : Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales.

Niveau	Charge reprise ... en (KN)		Pourcentage %
	Voile	Totale	Voile
BASE	7953,0665	16999,4765	46,78

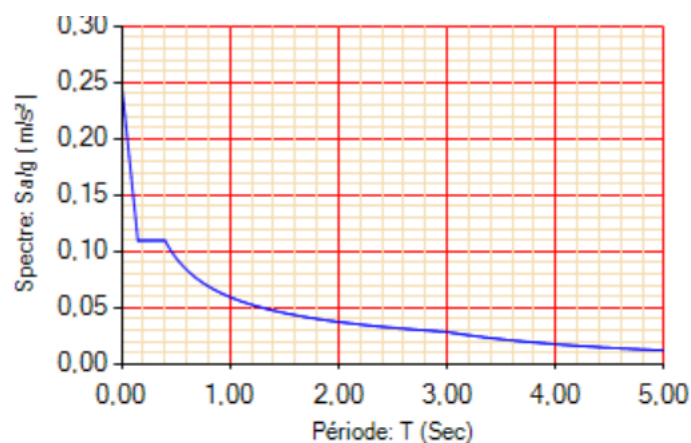
Tableau IV.5 : Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales.

Niveau	Sens	Charge reprise... en (KN)		Pourcentage %
		Voile	Totale	Voile
BASE	Vx	1012,8528	1101,6048	91,94
	Vy	1101,2265	1153,0029	95,51

5. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale

Spectre de réponse :

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le Spectre **RPA 2003**.

**Figure IV.6 :** Diagramme de spectre de calcul.

Nombre des modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 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.
- Que tous les modes ayant une masse modales effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soit retenus pour détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de 3 dans chaque direction considérée.

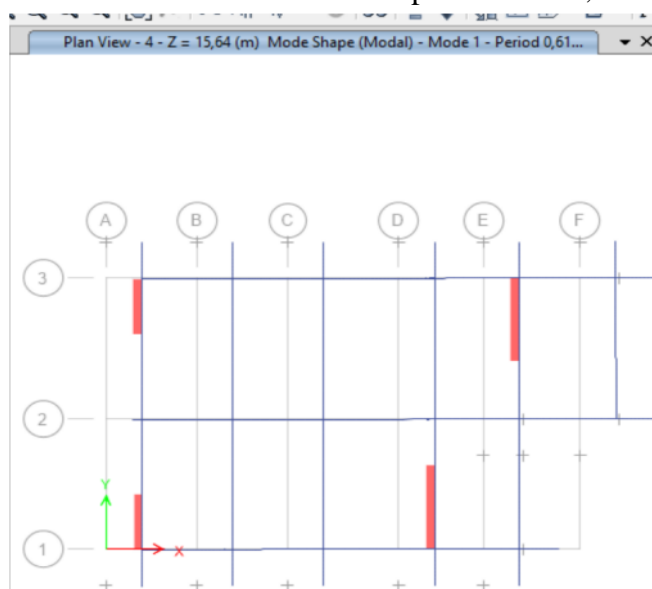
Les résultats obtenus par le logiciel (ETABS) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Périodes, modes et facteurs de massiques modes participation.

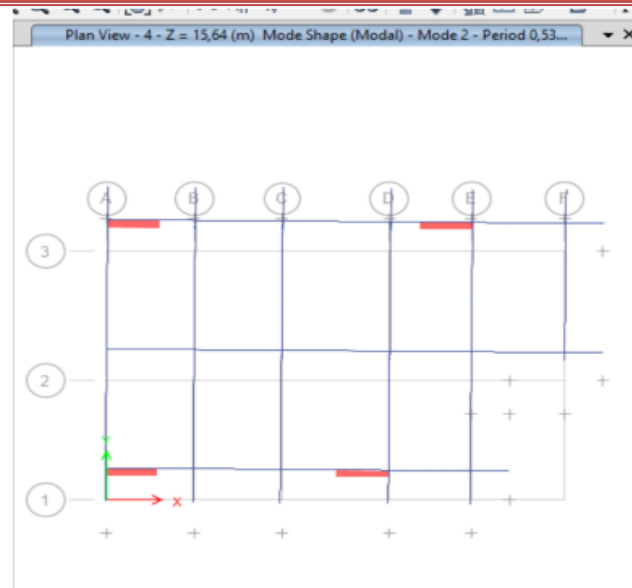
Mode	Période(s)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0,615	0,7276	0,00001356	0,0001	0,7276	0,000013	0,0001
2	0,53	0,00002397	0,7097	0,0011	0,7276	0,7097	0,0012
3	0,466	0,00003414	0,0012	0,7132	0,7276	0,7109	0,7144
4	0,156	0,1646	0,000008783	0,0001	0,8923	0,7109	0,7145
5	0,124	0,000005946	0,1758	0,0025	0,8923	0,8867	0,717
6	0,111	0,0005	0,0043	0,1749	0,8928	0,891	0,8919
7	0,07	0,058	0,000009078	0,0001	0,9508	0,891	0,892
8	0,053	0,000003172	0,0635	0,00005	0,9508	0,9545	0,892
9	0,048	0,0001	6,209E-07	0,0629	0,9509	0,9545	0,955
10	0,041	0,0278	0,000001534	0,0001	0,9787	0,9545	0,9551
11	0,032	0,000001771	0,0259	0,0011	0,9787	0,9805	0,9561
12	0,029	0,0002	0,0017	0,0265	0,9789	0,9822	0,9827

Schémas des trois premières modes de vibration :

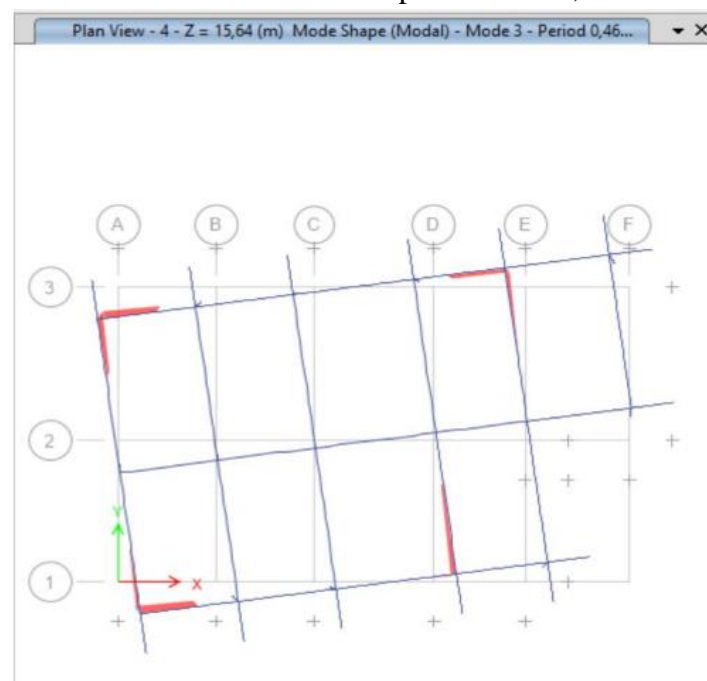
1^{ère} Mode : c'est un mode de translation selon X de période $T = 0,615$ sec



2^{ème} Mode : c'est un mode de translation selon Y de période $T = 0,53$ sec



3^{ème} Mode : c'est un mode de torsion selon Z de période $T = 0,466 \text{ Sec}$.



6. Les vérifications des exigences de RPA99/Version 2003 :

A) Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage :

Le R.P.A 2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. (Le déplacement admissible est :

$$\Delta k \text{ adm} = 1\%h_0 \quad (\text{Art 5.10 RPA 2003})$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit.

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - R.P.A 2003}).$$

Avec : δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

h_0 : est la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta = \delta - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 – 20 R.P.A 2003)}$$

Les résultats sont donnés dans les deux tableaux suivants :

- **Sens longitudinal**

Tableau IV.7 : Déplacement inter-étage dans le sens (x-x).

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_{k adm}$ (cm)	Observation
6	0,6446	5	3,223	2,751	0,472	3,06	Vérifier
5	0,5502	5	2,751	2,2395	0,5115	3,06	Vérifier
4	0,4479	5	2,2395	1,6955	0,544	3,06	Vérifier
3	0,3391	5	1,6955	1,145	0,5505	3,06	Vérifier
2	0,229	5	1,145	0,6315	0,5135	3,06	Vérifier
1	0,1263	5	0,6315	0,217	0,4145	3,06	Vérifier
RDC	0,0434	5	0,217	0	0,217	3,40	Vérifier

- **Sens transversal :**

Tableau IV.8: Déplacement inter-étage dans le sens (y-y).

Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_{k adm}$ (cm)	Observation
6	0,5387	5	2,6935	2,262	0,4315	3,06	Vérifier
5	0,4524	5	2,262	1,807	0,455	3,06	Vérifier

4	0,3614	5	1,807	1,3405	0,4665	3,06	Vérifier
3	0,2681	5	1,3405	0,8855	0,455	3,06	Vérifier
2	0,1771	5	0,8855	0,477	0,4085	3,06	Vérifier
1	0,0954	5	0,477	0,161	0,316	3,06	Vérifier
RDC	0,0322	5	0,161	0	0,161	3,40	Vérifier

Conclusion :

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du **RPA/ version 2003** est vérifiée.

B) Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :(RPA 99version 2003 Art5-9)

Les effets du 2eme ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

Il faut calculer le coefficient : $\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$ et le comparer avec le nombre 0.1 tel que :

-Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2ème ordre sont négligés.

-Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1/(1 - \theta_k)$

-Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

h_k : hauteur de l'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.9: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.

Sens x-x							
Niveau	$P_k(KN)$	$V_x(KN)$	H(cm)	$\Delta_k(cm)$	θ_y	Condition	Observation
6	1283,72	152,10	306	0,472	0,013	$\leq 0,1$	Vérifier
5	2723,71	263,78	306	0,511	0,017	$\leq 0,1$	Vérifier
4	4163,70	353,96	306	0,544	0,021	$\leq 0,1$	Vérifier
3	5603,69	428,87	306	0,5505	0,023	$\leq 0,1$	Vérifier
2	7043,69	482,30	306	0,5135	0,024	$\leq 0,1$	Vérifier
1	8483,68	524,04	306	0,4145	0,022	$\leq 0,1$	Vérifier

RDC	9966,97	547,50	340	0,217	0,012	$\leq 0,1$	Vérifier
-----	---------	--------	-----	-------	-------	------------	----------

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y.

Sens y-y							
Niveau	P_k (KN)	V_x (KN)	H(cm)	Δ_k (cm)	θ_y	Condition	Observation
6	1283,72	169,80	306	0,4315	0,011	$\leq 0,1$	Vérifier
5	2723,71	302,89	306	0,455	0,013	$\leq 0,1$	Vérifier
4	4163,70	397,21	306	0,4665	0,015	$\leq 0,1$	Vérifier
3	5603,69	473,32	306	0,455	0,018	$\leq 0,1$	Vérifier
2	7043,69	538,39	306	0,4085	0,017	$\leq 0,1$	Vérifier
1	8483,68	585,20	306	0,316	0,015	$\leq 0,1$	Vérifier
RDC	9966,97	605,75	340	0,161	0,0017	$\leq 0,1$	Vérifier

Conclusion :

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à 0.1 Donc l'effet de 2^{ème} ordre (effet P-delta) peut être négligé.

C) Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du **R.P.A 2003** exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

N_d : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section	N (KN)	V	Observation	
6	0,1225	409,2416	0,13362991	$\leq 0,3$	Vérifier
5	0,1225	612,9091	0,200133584	$\leq 0,3$	Vérifier

4	0,16	817,8626	0,20446565	$\leq 0,3$	Vérifier
3	0,16	1024,8334	0,25620835	$\leq 0,3$	Vérifier
2	0,16	1233,9118	0,24373566	$\leq 0,3$	Vérifier
1	0,2025	1454,7907	0,287366064	$\leq 0,3$	Vérifier
RDC	0,2025	409,2416	0,13362991	$\leq 0,3$	Vérifier

D) Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/V03.Art4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base VT 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 $V_t < 0.80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0.8V/VT$.

Calcul de force sismique totale par la méthode statique équivalente (RPA99.Art.4.2.3) :

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

$$W = 9966,97 \text{ KN}$$

$$A = 0,25$$

$$R = 5$$

$$Q = 1,1$$

$$Dx = 1,656$$

$$Dy = 1,837$$

	$V_t (dyn)$	V_{stat}	V_t/V	Observation
Sens x-x	825,67	907,8424	0,909	> 0,8 vérifier
Sens y-y	910,652	1006,824	0,904	> 0,8 vérifier

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

E) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation. Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

IL faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renvrseement}} \geq 1,5$

M_s : Moment stabilisant est égal à :

$$M_s = M_{W/O} = W \times b$$

M_r : Moment de renversement est égale à :

$$M_r = M_{Fi/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré à partir de la base

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	W(KN)	B(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Observation	
x-x	9966,97	16,10	541519,85	62618,638	8,648	>1,5	Vérifier
y-y	9966,97	10 ,10	410754,108	62751,0132	6,546	>1,5	Vérifier

Conclusion :

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

CHAPITRE V

Ferrailage

Des éléments principaux

1) Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

L'objectif principal de ce chapitre est la détermination des sections des armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable.

2) Ferrailage des Poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) et les armatures seront calculées sous les couples de sollicitation suivant :

N max → M Correspondant

N min → M Correspondant

M max → N Correspondant

A. Les combinaisons d'action :

Selon BAEL91 : Situations durables

ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

Selon RPA99 : situations accidentelles

$G+Q+E$.

$0,8G+E$.

Situation durable et accidentelle :

Tableau V.1: Situation durable et accidentelle.

SITUATION	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	Θ	F_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

B. Armatures longitudinales :

Étant donné que la structure comporte trois sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront déterminées comme suit :

Zone I : RDC , ETG 1 : pour les poteaux de section (50X50) cm².

Zone II : ETG 2, ETG3 , ETG 4 : pour les poteaux de section (45X45) cm².

Zone III : ETG5, ETG6 : pour les poteaux de section (35X35) cm².

a. Recommandations de l'RPA99/V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,9% zone. IIb.
- Leur pourcentage maximal :

3% (bxh).....zone courante.

6 % (bxh)... zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est : 12mm
- La longueur minimale des recouvrements : 50φ.
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

b. Recommandations de BAEL (Art 8-2-3) :

Ferraillage minimum est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2 / ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = (b × h). (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

c. ferraillage minimum d'après le CBA93 :

Le ferraillage minimum est donné par la formule suivante :

$$A_{cnf} = 0,23 \times \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,45 \times d}{e_s - 0,185 \times d}$$

$$\text{Avec } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

Tableau V.2 : Ferraillage maximale et minimale.

Zone	SECTION	BAEL 91	CBA93	RPA99/2003		
		A min (cm ²)	A cnf (cm ²)	A min (cm ²)	A max (cm ²) Zone courante	A max (cm ²) Zone de recouvrement
I	50X50	4.05	1,74	22,5	60,75	121,5
II	45X45	4	2,20	18,22	48	96
III	35X35	4	1,33	11,025	36,75	73,5

d. Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait à l'aide du logiciel « Socotec ».

Tableau V.3 : Choix des armatures longitudinales des poteaux.

Zone	N (KN)		M corr (KN.m)		Section	A cal (cm ²)	A cnf (cm ²)	A Rpa (cm ²)	A adopt (cm ²)	CHOIX DES BARRES
	N max	N min	M corr	M max						
I	N max	-2064,06	M corr	-14,209	50X50	0	2,71	22,5	20	12T16
	N min	1230,25	M corr	5,095		0				
	N corr	-1507,9	M max	-92,24		0				
II	N max	-1738,91	M corr	-33,435	45X45	0	2,20	18,22	16,2	8T16 +4T14
	N min	642,18	M corr	60,435		0				
	N corr	-662,9	M max	-161,267		20				
III	N max	421,1138	M corr	-13,7689	35X35	0	1,33	11,025	12,32	8T14
	N min	3,9324	M corr	0,5111		0				
	N corr	100,9949	M max	45,7631		2,85				

C. Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

a. Recommandation du R.P.A : (art7.4.2.2 RPA2003)

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V}{h_1 * f_e}$$

Vu : est l'effort tranchant de calcul.

h1 : hauteur totale de la section brute.

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

pa : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture pareffort tranchant ; il est pris égale :

pa = 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

pa = 3,75 si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

Zone III : $t \leq 10$ zone nodale

$t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_l)$ zone courante

$10\phi_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale et 13 cm en zone courante.

b. La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{b \cdot t} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots \dots \dots si \lambda_g \leq 3 \\ \text{int erpolation} \dots \dots \dots si 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum = 10cm.

Selon le (RPA/V2003) en zone III ; la longueur minimale de recouvrement est de : $50\phi = 1m$.

c. Exemple de calcul :

Zone courante : poteaux (45x45).

$$V = 37,958 \text{ KN}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 0,7 * \frac{3,40}{0,45} = 5,288 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{\rho_a * V_U * S_t}{h_t * f_e} = \frac{2,5 * 37,958 * 0,13}{0,45 * 400 * 10^3} * 10^4 = 0,68 \text{ cm}^2$$

La section minimale est égale On a : $\lambda_g > 5$

$$\text{Donc } \frac{A_t}{b \cdot d} \geq 0,30 \%$$

$$A_{t \text{ min}} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 13$$

$$A_{t \text{ min}} = 1,755 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T8 ($A_{adpt} = 3,02 \text{ cm}^2$).

Zone nodale : poteaux (45x45).

$$V = 37,958 \text{ KN}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 * 3,40}{0,45} = 5,288 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{\rho_a * V_U * S_t}{h_t * f_e} = \frac{2,5 * 37,958 * 0,13}{0,45 * 400 * 10^3} * 10^4 = 0,53 \text{ cm}^2$$

La section minimale est égale

$$\text{On a : } \lambda_g > 5$$

$$\text{Donc } \frac{A_t}{b \cdot d} \geq 0,30 \%$$

$$A_{t \text{ min}} = 0,003 \times b \times S_t = 0,0033 \times 45 \times 10$$

$$A_{t \text{ min}} = 1,48 \text{ cm}^2$$

On prend : **6T8** ($A_{adpt} = 3,02 \text{ cm}^2$).

Les résultats de calcul des armatures transversales pour la zone nodale et la zone de

recouvrement sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau V.4: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Zone	SECTION N (cm ²)	Lf (m)	λ _g	ρ _a	V _u (KN)	zone	ST (cm)	A RPA MIN (cm ²)	At cal (cm ²)	A adpt (cm ²)	choix
I	50*50	2,44	5,42	2,5	37,958	N	10	1,48	0,53	2,01	4t8
						C	13	1,75	0,68		
II	45*45	2,22	5,52	2,5	41,97	N	10	1,20	0,66	2,01	4t8
						C	13	1,56	0,85		
III	35*35	2,21	6,31	2,5	36,21	N	10	1,05	0,65	2,01	4t8
						C	13	1,365	0,84		

D. Vérification :

a. Vérification du poteau à l'effort tranchant

D'après (BAEL 91 Art 7-4-3-1) :

Pour fissuration peu préjudiciable :

V_u max=37,958 KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{37,958 * 10^{-3}}{0,45 * 0,405} = 0,208 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > 0,208 \quad \text{Condition vérifier}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003 Art 7-4-3-2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Zone	Section(cm ²)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_{bu}$
I	45*45	0,208	1,875	Verifiée
II	40*40	0,264	1,875	verifiée
III	35*35	0,344	1,875	verifiée

c. Vérification des contraintes (BAEL 91 Art 8-2-4-2) :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 (A_s + A_s')$$

La position du centre de gravité résistante qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')}$$

L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

Calcul des contraintes :

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

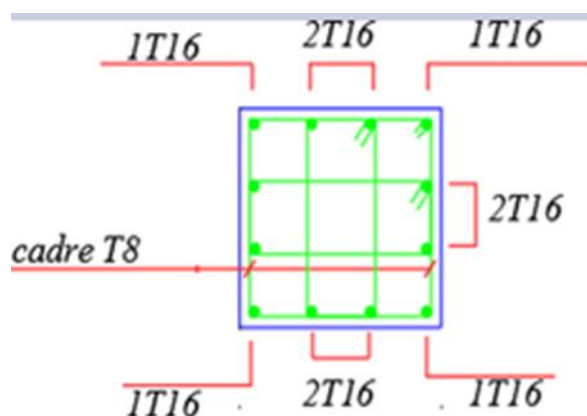
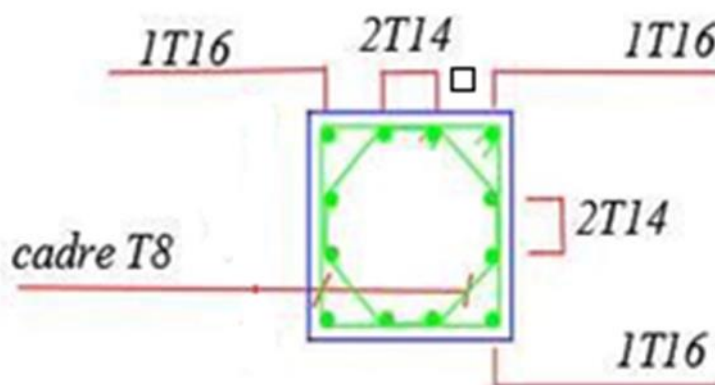
$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes.

Zone	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
I	1088,61	26,01	8,04	6,17	15	Verifiée
II	1058,09	45,94	7,1	6,47	15	Verifiée
III	421,118	45,763	6,03	5,08	15	Verifiée

E. Schéma de ferrailage des poteaux :**Figure V.1:** Ferrailage poteau (50×50)**Figure V.2 :** Ferrailage poteau (40×40)

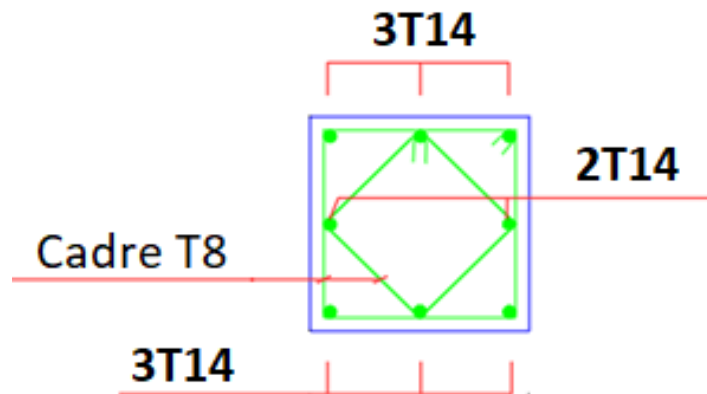


Figure V.3 : Ferrailage poteau (35×35)

3) Ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99 V 03 et le BAEL 91.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone III.

- Poutre principale (30 x 40).
- Poutre secondaire (30 x 35).

A. Les combinaisons d'action :

Selon BAEL 91 :

$$E.L.U \rightarrow 1,35 G + 1,5 Q$$

Selon le R.P.A 99 :

$$E.L.A \rightarrow G + Q \pm E$$

$$\rightarrow 0.8G \pm E$$

B. Recommandation du RPA99/V03 en zone III : (Art 7.5.2).

Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section $\rightarrow A_{min} = 0.5\% b.h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% → $A_{max} = 4\% b \cdot h$ en zone courante.

6% → $A_{max} = 6\% b \cdot h$ en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un rectangle ou un carré.

Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min (h/4 , 12 \Phi_1) \dots \text{ Dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq h/2 \dots \dots \dots \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

La valeur du diamètre Φ_1 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 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

C. Recommandation du BAEL 91 :

Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{l\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Armatures transversales :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} \times 0,4 \times b \times S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l\min} \right\}$$

Espacement maximal : $S_t \max \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15 \Phi_{l\min})$.

D. Calcul des armatures longitudinales :**Identification des poutres :**

Les poutres qu'on a étudiées ci-dessous sont similaires aux axes suivants :

Groupe 1 : poutre secondaire 30×35 non lie au voile, axe 2 .

Groupe 2 : poutre principale 30×40 non lie au voile, axe (B, C, F,).

Groupe 3 : poutre principale 30×40 lie au voile, axe (A, D, E).

Groupe 4 : poutre secondaire 30×35 lie au voile, axe 1,3 .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Armatures longitudinales des poutres.

Groupe	M (KN.m)		A cal (cm ²)	A RPA min (cm ²)	ARPA max courant (cm ²)	A RPA max recouvrement (cm ²)	A bael (cm ²)	ferrailage	A adpt (cm ²)
1	app sup	25,270	2,02	5,25	42	63	1,14	3T14	4,62
	app inf	21,261	1,69					3T14	4,62
	travée	20,438	1,88					3T14	4,62
2	app sup	52,341	3,67	6	48	72	1,30	3T14	4,62
	app inf	30,202	2,08					3T14	4,62
	travée	57,618	4,73					3T16	6,03
3	app sup	84,704	6,1	6	48	72	1,30	3T14+2T14	7,7
	app inf	40,098	2,79					3T14	4,62
	travée	61,834	5,1					3T16	6,03
4	app sup	82,284	7	5,25	42	63	1,14	3T14+2T14	7,7
	app inf	45,508	3,72					3T14	4,62
	travée	75,377	7,51					3T14+2T14	7,7

E. Calcul des armatures transversales :**Selon le BAEL91 :**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$.

b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

$St_{max} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\phi_1 \text{ min})$.

$St_{max} \leq \min (31.5, 40, 21)$

On adopte l'espacement 20 cm.

$A_t \geq 40 \times 30 \times 0,20 / 400 \rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \text{ min}} \right\}$$

Soit $\phi = 8\text{mm}$.

Selon le RPA99 version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t = 0,003 \times St \times b$$

Escapement maximal:

$$St \leq \min (h/4 ; 12\phi L ; 30) \quad \text{en zone nodale.}$$

$$St \leq h/2 \quad \text{en zone courante.}$$

$$St_{\text{adopté}} = \min (St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}})$$

Poutre principale (30×40)

$$St \leq \min (11,25 ; 16,8 ; 30) \quad \text{en zone nodale.}$$

Donc on adopte **St = 10 cm.**

$$St \leq 22,5 \text{ cm} \quad \text{en zone courante.}$$

Donc on adopte **St = 20 cm.**

Alors:

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4φ8 $A_t = 2,01\text{cm}^2$**

Poutre secondaire (30×35)

$$St \leq \min (8,75 ; 16,8 ; 30) \quad \text{en zone nodale.}$$

Donc on adopte **St = 10 cm.**

$$St \leq 17,5 \text{ cm} \quad \text{en zone courante.}$$

Donc on adopte **St = 15 cm.**

Alors :

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

On choisit: **4φ8 $A_t = 2,01\text{cm}^2$**

La longueur minimale de recouvrement vaut : $L_r = 50 \phi = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$

F. Vérification :

Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :

$$\text{La contrainte tangente conventionnelle : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b) = 3,33 \text{ MPA}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : vérification des contraintes tangentielles.

groupe	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
1	26,726	0,31	$\leq 3,33$	Vérifiée
2	84,604	0,78	$\leq 3,33$	Vérifiée
3	91,066	0,84	$\leq 3,33$	Vérifiée
4	98,903	1,04	$\leq 3,33$	Vérifiée

Influence de l'effort tranchant aux appuis :• **Influence sur le béton :**

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_{u \max}}{b_0 \times a} \leq 0,8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{u \max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28} \text{ Avec } b_0 = 0,3 \text{ m et } a = b_0 - C_t - 2 \text{ cm}$$

a : longueur d'ancrage.

$$C_t = \max \begin{cases} c \\ \phi \\ 1 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow C_t = 2,5 \text{ cm}$$

$$a = 30 - 2,5 - 2 = 25,5 \text{ cm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : influence sur le béton.

groupe	Vu max (MN)	0,267×a×b×fc28 (MN)	observation
1	0,027	≤ 0,51	vérifiée
2	0,085	≤ 0,51	vérifiée
3	0,091	≤ 0,51	vérifiée
4	0,099	≤ 0,51	vérifiée

• **Influence sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : influence sur les armatures.

groupe	Mu (KN.m)	Vu (KN)	Aa (cm ²)	A min (cm ²)
1	20,438	16,388	0,045	5,25
2	57,618	77,160	0,22	6
3	61,834	91,066	0,26	6
4	75,377	98,903	0,27	5,25

• **Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL91) :**

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 pour les barres HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barre.

$$\tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : condition de l'adhérence des barres.

Groupe	V _u (KN)	$\sum U_i$ (cm)	τ_{se} (MPA)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPA)	Observation
1	16,388	39,564	0,015	3,15	vérifiée
2	77,160	41,448	0,057	3,15	vérifiée
3	91,066	50,24	0,060	3,15	vérifiée
4	98,903	57,148	0,064	3,15	vérifiée

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

Tableau V.12 : vérification des contraintes.

GROUP		Ms (KN.m)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	Y(m)
1	appui	35,35	4,62	4,62	6,5	15	0,09
	travée	8,8	4,62	4,62	1,62	15	0,09
2	appui	52,55	7,7	6,03	5,11	15	0,13
	travée	33,67	4,62	6,03	3,72	15	0,12
3	appui	68,06	7,7	4,62	6,93	15	0,13
	travée	38,45	4,62	7,7	3,92	15	0,13
4	appui	82,14	9,24	4,62	7,9	15	0,14
	travée	56,9	4,62	7,7	5,8	15	0,13

État limite de déformation du béton :

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots\text{condition N}^\circ 1.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots\text{condition N}^\circ 2.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots\text{condition N}^\circ 3.$$

Condition N°1 : $\frac{h}{l} = \frac{0,4}{5,05} = 0.079 \geq \frac{1}{16} = 0.062.$

Condition N°2 : $\frac{h}{l} = 0.079 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0758.$

$$\text{Condition N}^{\circ}3 : \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,62 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} = 0,0042 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010$$

4) Ferrailage des voiles :

A. Introduction :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant trois niveaux ou 11 m de hauteur dans la zone IIb ou zone de forte sismicité.

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q)) et des forces horizontales dues aux séismes. Donc, pour déterminer ses armatures on doit étudier le voile en flexion composée.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.

Les combinaisons d'action :

- **Etat limite ultime :**

Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$

- **Etat limite de service :** $G + Q$

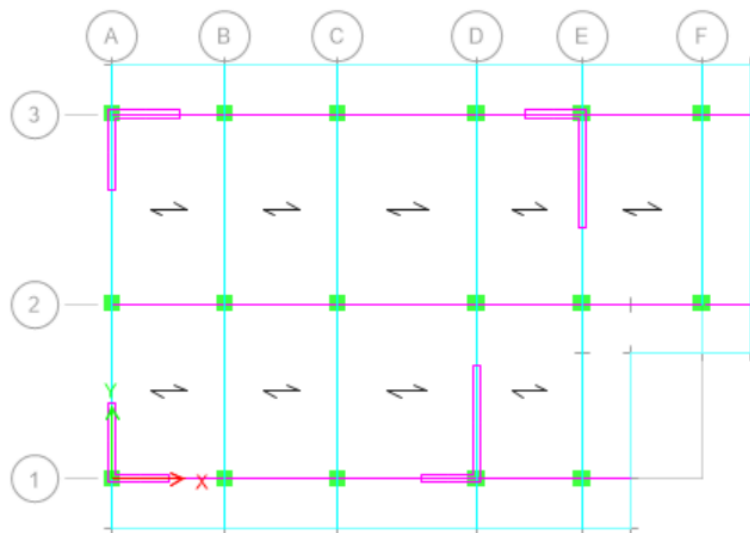


Figure V.4 : Disposition des voiles

Étapes de calcul :

Les armatures verticales utilisées pour ferrailer le voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

Détermination des diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

B : Section de béton

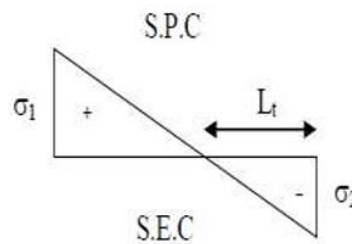
V et V' : bras de levier du voile ($V = V' = L/2$)

Suivant la position de l'axe neutre et l'effort qui lui sont appliqués la section peut être :

Section partiellement comprimée (SPC) :

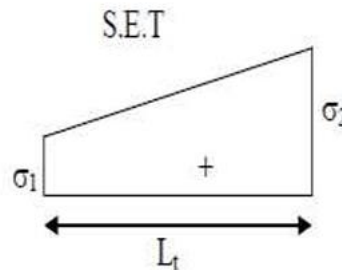
$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot l_c \cdot e$$

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$



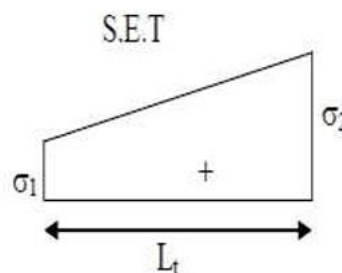
Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \cdot e \quad N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$



Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \cdot e \quad N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$



B. Détermination des armatures :

Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%. ($A_{min} \geq 0.2 \% \cdot B$) ...art7.7.4.1

L'espace des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes cet espace ne doit pas être au plus égale à 15cm.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

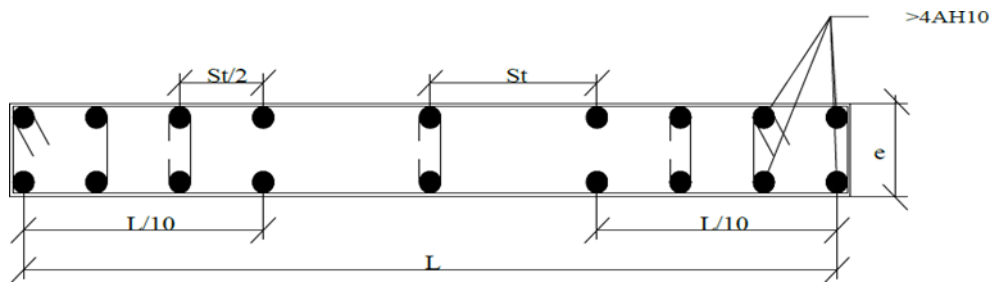


Figure VI.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99.

- **Recommandations de (BAEL91) :**

Compression simple :

$$A \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{A.5.3.2.BAEL91})$$

$$0.2\% \leq A/B \leq 0.5\% \quad (\text{B : section de béton})$$

Traction simple : (A.5.4.BAEL91)

$$A_{\min} \geq B \times \frac{ft_{28}}{fe} \quad \text{avec B : section de béton.}$$

Armatures horizontales :

- **Recommandations de RPA 99 :**

$$AH = 0.15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10 ϕ

- **Recommandations de (BAEL91) :**

$$AH = A_v / 4$$

A_v : section d'armature vertical

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingle par mètre carré.

Armatures transversales :

Ces aciers sont généralement des épingle, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingle par mètre carré.

- **Règles communes entre les armatures verticales et horizontales (art A7-7-4-3/ RPA99) :**

Armatures minimale :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B

En zone courante égale à 0.10% B.

Diamètre minimum :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}).$$

e : épaisseur de voile

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement est égale à :

40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

C. Ferrailage des voiles :**Exemple de calcul :**

Ferrailage du voile V1 = 1,8 m :

Section partiellement comprimée :

Zone I :

Caractéristiques géométriques : L = 1,8 m \rightarrow hv = 3,40 m. Sollicitations données par logiciel ETABS au niveau du RDC :

$$N = 1050 \text{ KN} / M = 9568,46 \text{ KN.m}$$

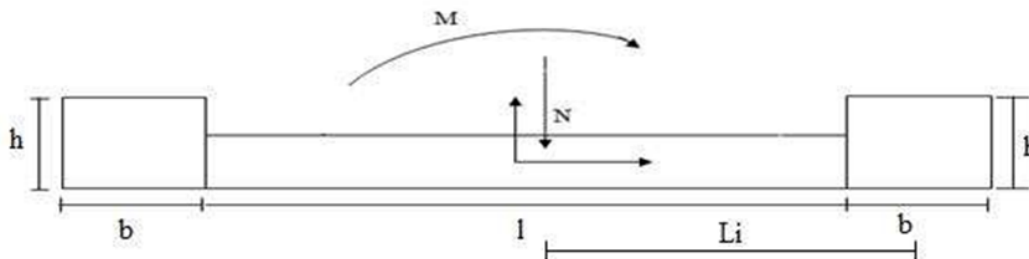


Figure V.6 : Ferrailage du trumeau dans les voiles.

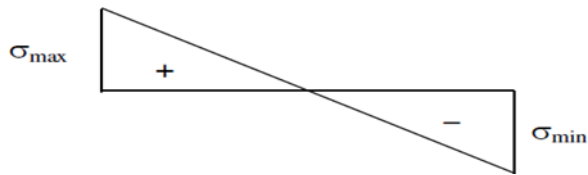
Armatures verticales :

-Déterminer I, S, et v :

$$h=b=0,5 \text{ m}$$

$$\sum I_0 + \sum A_i + d_i^2 = 2,889 \text{ m}^4 \quad S = b \times h + e \times L = 1,22 \text{ m}^2$$

$$v = ((L+b)/2) = 2,3 \text{ m}.$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times U}{I} =$$

$$\sigma_1 = \text{KN/m}$$

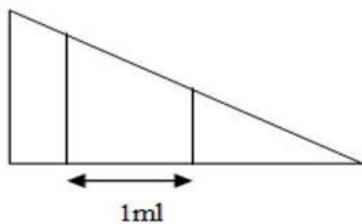
$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times U}{I} =$$

$$\sigma_2 = \text{KN/m}$$

Calcul de la sollicitation et section d'acier équivalente :**Section partiellement comprimée :**

Pour faciliter les calculs nous allons opter Pour des bandes ayant la largeur des mailles.

Le diagramme des contraintes sera ainsi subdivisé en trois bandes



$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \quad \text{m}$$

$$N_t = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} = \quad \text{m}$$

$$A_S = \frac{N_t}{e} = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} = \quad \text{cm}^2$$

Ferrailage des voiles V1 ,V2 ,V3,V4 : L= 1,80 m

Tableau V.13 : Ferrailage des voiles V1 ,V2 ,V3,V4.

ZONE		I	II	III
Effort normal N(KN)		640,657	500,69	370,05
Moment de flexion M(KN.m)		1156,78	1000,97	903,14
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		1,8	1,8	1,8
Section du voile B (m ²)		0,36	0,36	0,36
Inertie du voile I (m ⁴)		0,10	0,10	0,10
Bras de levier V(m)		0,9	0,9	0,9
Contrainte de traction (KN/m ²)		12490,53	10659,05	9390,32
Contrainte de compression (KN/m ²)		-8931,32	-7877,44	-7334,49
Longueur de la zone tendu Lt (m)		0,75	0,76	0,79
Effort de traction Nt (KN)		670,27	602,58	578,96
Section d'armature (cm ² /ml)		16,76	15,06	14,47
Section min RPA (cm ² /ml)		3,00	3,06	3,16
Max {As ; Amin RPA}		16,76	15,06	14,47
Zone d'about	Choix des barres Par Nappe	(6T14+ 3HA12)*2	(9HA12) *2	(9HA12)*2
	A adoptée (cm ² /ml)	25,26	20,36	20,36
	Espacement (cm)	10,00	10,00	10,00
Zone courante	Choix des barres Par Nappe	7HA14	7HA12	7HA10
	A adoptée (cm ² /Lv)	10,78	7,92	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armature transversales		4 épingles de HA8/ml		

Ferrailage des voiles V5, V6 : L= 2,00 m

Tableau V.14 : Ferrailage des voiles V5, V6

ZONE		I	II	III
Effort normal N(KN)		640,657	500,69	370,05
Moment de flexion M(KN.m)		1156,78	1000,97	903,14
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		2	2	2
Section du voile B (m ²)		0,4	0,4	0,4
Inertie du voile I (m ⁴)		0,13	0,13	0,13
Bras de levier V(m)		1	1	1
Contrainte de traction (KN/m ²)		10277,49	8759,00	7698,68
Contrainte de compression (KN/m ²)		-7074,21	-6255,55	-5848,43
Longueur de la zone tendu Lt (m)		0,82	0,83	0,86
Effort de traction Nt (KN)		576,82	587,03	631,94
Section d'armature (cm ² /ml)		14,42	14,68	15,80
Section min RPA (cm ² /ml)		3,26	3,33	3,45
Max {As ; Amin RPA }		14,42	13,03	12,62
Zone d'about	Choix des barres Par Nappe	10T14	10T14	10T14
	A adoptée (cm ² /ml)	15,40	15,40	15,40
	Espacement (cm)	10,00	10,00	10,00
Zone courante	Choix des barres Par Nappe	7T14	7T12	7T10
	A adoptée (cm ² /Lv)	10,78	7,92	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armature transversales		4 épingles de HA8/ml		

Ferrailage des voiles V5, V6 : L= 3,00 m

Tableau V.15 : Ferrailage des voiles V7, V8

ZONE		I	II	III
Effort normal N(KN)		900,673	700,722	500,657
Moment de flexion M(KN.m)		2400,114	1990,35	1690,78
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		3	3	3
Section du voile B (m ²)		0,6	0,6	0,6
Inertie du voile I (m ⁴)		0,45	0,45	0,45
Bras de levier V(m)		1,5	1,5	1,5
Contrainte de traction (KN/m ²)		9501,50	7802,37	6470,36
Contrainte de compression (KN/m ²)		-6499,26	-	-4801,51
Longueur de la zone tendu Lt (m)		1,22	1,24	1,28
Effort de traction Nt (KN)		791,97	675,65	613,59
Section d'armature (cm ² /ml)		19,80	16,89	15,34
Section min RPA (cm ² /ml)		4,87	4,94	5,11
Max {As ; Amin RPA }		19,80	16,89	15,34
Zone d'about	Choix des barres Par Nappe	(6HA16+ 9HA14)*2	(6HA14 +9HA1 2)*2	(6HA14+ 9HA12)* 2
	A adoptée (cm ² /ml)	25,92	19,42	19,42
	Espacement (cm)	10,00	10,00	10,00
Zone courante	Choix des barres Par Nappe	7T14	7T12	7T10
	A adoptée (cm ² /Lv)	10,78	7,92	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armature transversales		4 épingles de HA8/ml		

CHAPITRE VI
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

a) Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
 - Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
 - Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.
- Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et l'interaction sol-structure

b) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

Et on peut classer les fondations dans deux types :

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

2. CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

N=N1 (de la superstructure) + N2 (sous-sol).

S : Surface de la fondation.

a. FONDATION SUPERFICIELLE :

Ce sont des fondations dont la profondeur n'excède pas les 5 mètres ils sont à leurs tours classés en 3 types :

Semelles isolées : par définition ce sont des semelles sous poteaux.

Semelles filantes : ou autrement dit semelles sous murs.

Radiers : c'est un élément surfacique en béton armé appliqué sur toute la base de la structure.

b. FONDATION SEMI-PROFONDE :

Ce sont des fondations dont la profondeur varie de 5 à 10 mètre de profondeur il n'existe qu'un seul type, les puis.

3. ETUDE DU SOL :

Le choix du type de la fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. la contrainte admissible du sol étudié est de 1,5 barre avec une profondeur d'encrage de 1.5m.

D'après les résultats donnés par cette étude on peut déduire que le type de fondation a implanté sont des fondations superficielles.

Avec :

$\Phi=23^\circ$ et $C=0$.

4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

A. Semelle isolée :

Ce type de fondation n'est pas applicable car ce sont des semelles sous poteaux or notre structure comporte des voiles de contreventement.

A. Semelle filante :

Nous allons en premier lieu adopter des semelles filantes puis vérifié le renversent :

Si la condition est vérifiée dans ce cas on utilisera des semelles filantes.

Si non on adoptera un radier nervuré.

La condition a vérifié est la suivante : e_0

$e_0 = M/N \leq L/4$

D'où :

M et N sont les valeurs de l'effort normal et du moment fléchissant appliqué sur les semelles.

Les résultats trouvés dans notre cas sont résumés si dessous :

Tableaux VI.1 : vérification de la semelle filante

le sens	semelle	F (KN)	M (KN)	E0	L (M)	L/4	obsrvation
SFL	sfl1	2964.64	39402.069	13.290676	29.7	7.42	cnv
	sfl2	11661.74	75973.283	6.5147468	29.7	7.42	cv
	sfl3	10103.67	91096.588	9.016188	29.7	7.42	cnv
	sfl4	3872.86	34021.678	8.7846393	13.5	3.37	cnv
	sfl5	3465.2	42851.496	12.36624	13.5	3.37	cnv
	sfl6	3712.99	18442.777	4.9670958	8.1	2.025	cnv
SFT	sft1	7752.52	14336.673	1.849292	18.9	4.72	cnv
	sft2	1765.66	11594.203	6.5664981	24.3	6.075	cnv
	sft3	7522.64	70962.153	9.4331449	24.3	6.075	cnv
	sft4	5664.31	22186.349	3.916867	24.3	6.075	cv
	sft5	2153.67	14743.807	6.8458989	8.1	2.025	cnv
	sft6	2321.81	23685.819	10.201446	8.1	2.025	cnv
	sft7	1252.23	6275.336	5.0113286	8.1	2.025	cnv

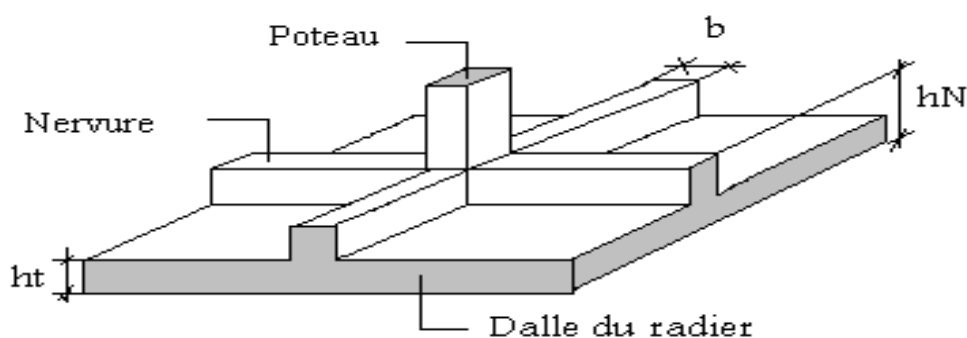
La solution des semelles filantes est à écarter car la condition de la stabilité au renversement préconisée par le RPA (article 10.1.5) n'est pas vérifiée donc on optera pour un radier.

5. Etude du radier :

A. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



Figures VI.1: Radier nervuré

B. Pré dimensionnement du Radier :**Pré dimensionnement de a hauteur du radié :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles.

$$L_{\max} = 5.05 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } 67.5 \text{ cm} \leq hr \leq 108 \text{ cm.}$$

$$H = 100 \text{ cm}$$

Pré dimensionnement de la hauteur de la nervure :

$$H_n \geq l_{\max}/10 = 50,5 \text{ cm}$$

$$H_n = 60 \text{ cm}$$

Pré dimensionnement de la hauteur de la dalle :

$$H_d = H_r - H_n = 100 - 60 = 40 \text{ cm}$$

Donc on opte pour une épaisseur de 40 cm.

Pré dimensionnement de la largeur de la nervure :

$$B_n \geq h_n/2$$

$$50,5/2 = 25,25 \text{ cm}$$

Vérification de la condition de cisaillement :

Il faut que la contrainte de cisaillement appliqué sur le radié soit inférieur ou égale a la contrainte limite tel que :

$$\frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.15 F_c 28}{1.5}$$

$$\text{Tel que : } V_u = N_u/2$$

Et :

$N_u = 2017.63 \text{ KN}$: effort normal appliqué sur le poteau le plus sollicité à ELU.

Donc on aura l'équation suivante :

$$hr \geq \frac{N_u \times 1.5}{2 \times 0.15 \times F_c 28 \times b}$$

$$hr \geq \frac{1008.815 \times 1.5}{0.4 \times 0.15 \times 25 \times 10^3} = 0.67 \text{ cm}$$

$H_r = 1 \text{ m} \Rightarrow$ condition vérifiée

Vérification du poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante :

$$Nu \leq 0.045 \times U_c \times \frac{F_c 28}{1.5}$$

Tel que :

$$U_c = 2 \times (a' + b')$$

$$\text{Et : } a' = b' = (a + hr)$$

$$\text{Donc : } U_c = 4(a + h)$$

$$h \geq 0.13 \text{ m (condition vérifiée)}$$

Donc le radier résiste au poinçonnement.

Conclusion :

La hauteur du radier adopté est convenable, il n'y a pas lieu d'augmenter la section du radier.

C. CALCULES DU RADIER :**• Charge permanente et surcharge d'exploite :****Charge permanente :**

La charge permanente appliquée sur le radier est la suivant :

$$NG = G \text{ radier} + G \text{ remblai} + G \text{ plates formes} + G \text{ structure}$$

Tel que :

G structure est donné par le logiciel ETABS :

$$G \text{ structure} = 50076 \text{ KN/ml}$$

$$G \text{ radier} = 6691.35 \text{ KN/ml}$$

$$G \text{ remblai} = 3618.108 \text{ KN/ml}$$

$$G \text{ plate forme} = 1075.275 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } NG = 61460.733 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$NQ = Q \text{ structure} + Q \text{ radier}$$

$$NQ = 7957.03 + 510.165 = 8467.195 \text{ Kn/ml}$$

$$\underline{\text{Elu}} : 1.35 G + 1.5 Q = 95673.9 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{\text{Els}} : G + Q = 16424.225 \text{ KN/ml}$$

Surface minimal du radier :**ELU :**

$$S_{radier\ min} \geq \frac{Nu}{1.33 \times \delta_{sol}} = \frac{95673.9}{1.33} * 200 = 359.67\ m^2$$

ELS :

$$S_{radier\ min} \geq \frac{N_{ser}}{1.33 \times \delta_{sol}}$$

$$= 16424.225 / 1.33 * 200 = 61.74\ m^2$$

Nous remarquons que :

$$S_{structure} \geq S_{radier\ min}$$

Donc la surface totale du radier sera égale à la surface de la structure en plus d'un débord supplémentaire.

$$S_{structure} = 430.11 \geq S_{radier\ min} = 359.67 \geq \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en

Vérifiant que : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$

Avec :

□ W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$W = W_{radier} + W_{bâtiment}$$

$$W = 51667.41\text{KN}$$

□ F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1,5$

□ γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN} / \text{m}^3$)

□ Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 2\text{ m}$)

□ S : surface du radier, ($S = 468.66\text{m}^2$)

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 2 \times 468.66 = 14059.8\text{KN}$$

Donc : $W = 51667.41\text{KN} \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 14059.8\text{KN} \dots$ Condition vérifiée

- **Evaluation et vérification des contraintes sous le radier (situation durable) :**

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol.

Etant donné que la résultante des charges verticales est centrée sur le radier, le diagramme de réaction du sol est uniforme. ($\sigma = N/S$)

Vis-à-vis des charges horizontales le diagramme devient trapézoïdal ou triangulaire.

$$\delta_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times y$$

$$\delta_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times y$$

Sachant que :

N : charge totale appliqué sur le radier a ELU et a ELS

ELU :

$$M = N_u \times e(x; y)$$

ELS :

$$M = N_{ser} \times e(x; y)$$

Y : la distance du centre de gravité du radier au point le plus éloigné.

Les vérifications seront faites avec une contrainte moyenne prise conventionnellement égale à

$$\delta_{moy} = \frac{(3 \times \delta_{max}) + \delta_{min}}{4}$$

On doit vérifier que :

à ELU et ELA :

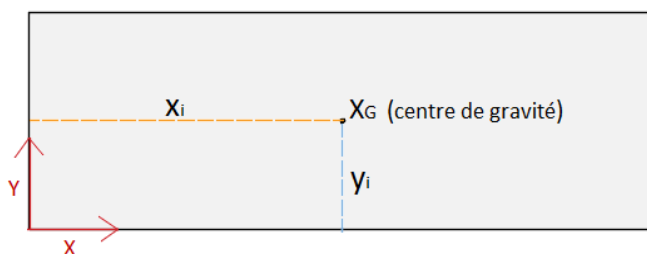
$$\delta_{moy} \leq 1.33 \times \delta_{sol}$$

à ELS :

$$\delta_{moy} \leq \delta_{sol}$$

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :



X_i, Y_i : La distance entre centre de masse et point initiale (repère 0,0)

$$XG = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 13.55$$

$$YG = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 10.30$$

Tableau VI.2 : vérification de la contrainte moyenne a ELU et ELS.

	ELU		ELS	
	x-x	y-y	x-x	y-y
N (KN)	95673.9	95673.9	69927.928	69927.928
M (KN.ml)	66971.73	12437.607	48949.55	9090.6306
I (m ⁴)	116980.05	69615.38	116980.05	69615.38
Y (m)	13.5	10.3	13.5	10.3
σ_{min} (KPa)	196.41	202.3	143.56	150.55
σ_{max} (KPa)	211.87	205.98	154.85	147.86
σ_{moy} (KPa)	208.005	205.06	152.0275	148.5325
σ_{adm} (MPa)	2	2	2.66	2.66
condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

• **Vérification et calcul des contraintes (situation accidentelle) :**

Dans ce cas-là le radier est sollicité par un effort normal et un moment fléchissant du a la charge verticale mais un moment due à la sollicitation horizontale vient s'ajouté aussi en d'autres termes :

G+Q±E :

$$N1 = NG + NQ \quad M = M0 + (V \times H_{infra}) + (N_{ser} \times e)$$

0.8G+E :

$$N2 = 0.8NG \quad M = M0 + V \times H_{infra} + N2 \times e$$

Avec :

M0 : moment a la base de la structure

V : effort tranchant a la base de la structure

H infra : hauteur de l'infrastructure (hauteur du radier).

Les résultats des contraintes sont résumés ci-dessous :

Tableau V.3: vérification de la contrainte moyenne à ELA.

	0.8G+E		G+Q+E	
	x-x	y-y	x-x	y-y
N (KN)	49168.586	49168.586	69927.928	69927.928
M (KN.ml)	191728.76	141575.39	206260.3	144274.1
I (m ⁴)	116980.05	69615.38	116980.05	69615.38
Y (m)	13.5	10.3	13.5	10.3
σ_{min} (KPa)	82.78	84	125.4	127.86
σ_{max} (KPa)	127.04	125.86	173.011	170.55
σ_{moy} (KPa)	115.975	115.395	161.10825	159.8775
σ_{adm} (kPa)	2	2	2.66	2.66
condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

D. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91**, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

- **Ferrailage du panneau :**

Le calcul se fait pour le panneau le plus défavorable :

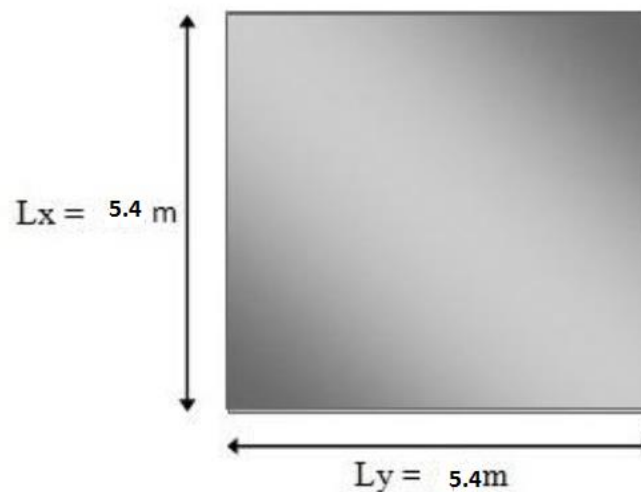


Figure VII.2 : Schéma du panneau le plus défavorable

Evaluation des charges et des surcharges :**ELU :**

$$q_u = \delta_{\text{moy}} - \frac{(g_{\text{radier}} + g_{\text{re mb}} + g_{\text{PF}})}{S_{\text{radier}}} = 183.71 \text{ kn/m}^2$$

ELS:

$$q_s = \delta_{\text{moy}} - \frac{(g_{\text{radier}} + g_{\text{re mb}} + g_{\text{PF}})}{S_{\text{radier}}} = 127.72 \text{ kn/m}^2$$

Moment isostatique :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyées sur leur contour nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $0 < 0,4$

La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q \times \frac{l_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

2eme Cas : $0,4 \leq 1$

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Moment en appuis et en travée

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75M_{ox}$, $M_{ty} = 0,75M_{oy}$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5M_{ox}$, $M_{ay} = 0,5M_{oy}$)

Si le panneau considéré est un panneau de rive :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85M_{ox}$, $M_{ty} = 0,85M_{oy}$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,3M_{ox}$, $M_{ay} = 0,3M_{oy}$)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{505}{370} = 1,36 \geq 0.4$$

$$\alpha \geq 0.4$$

Donc le panneau travail dans deux sens (x, y).

Les abaques de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = 0.037$$

$$\mu_y = \alpha^3(1.9-0.9\alpha) = 1$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.037 \times 183.71 \times 5.4^2 = 198.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1 \times 198.20 = 198.20 \text{ kN.m}$$

Panneau intermédiaire :

$$M_a = 0,5 M_{ox} = 0.5 \times 198.20 = 99.1 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0,75 M_{oy} = 148.65 \text{ kn.m}$$

Panneau de rive :

$$M_a = 0,3 M_{ox} = 0.3 \times 198.20 = 59.46 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{ox} = 0.85 \times 198.20 = 168.47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_{ox} = 0.5 \times 198.20 = 99.1 \text{ kn.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VI.4: Le ferrailage à L'ELU.

Panneau	Sens XX = YY	
	Sur appuis	En travée
M_u (MN.m)	99.1	168.47
A_s (cm ²)	8.39	14.61
$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	4.22	4.22
Choix de Φ	5T14 _(x-x) + 5T14 _(y-y)	5T14 _(x-x) + 5T14 _(y-y)
A_s adopté (cm ²)/ml	15.4	15.4
Espacement (cm)/ml	20	20

Pourcentage minimal :

$$A_{s \text{ min}} = \text{Max} (A_{x \text{ min}}, A_{y \text{ min}}, A_{\text{min}})$$

Suivant le petit côté : $A_{x \text{ min}} \geq 8h = 8 \times 0.4 = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ m}$

Suivant le grand coté : $A_{y \text{ min}} \geq 8h [(3 - \alpha)/2] = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ m} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$

Condition de non fragilité : $A_{\text{min}} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times (40 - 5) \times 2.1 / 400 = 4.22 \text{ cm}^2$$

E. Vérification :

- **Vérification des espacements :** (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Sens y-y :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification des contraintes à L'ELS :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens xx = sens y-y

Tableau VI.5: vérification des contraintes à l'ELS.

Zone	M _{ser} [KN.m]	A _{adop} (cm ²)	σ _{bc} [MPa]	σ _s [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	σ̄ _s [MPa]	condition
Appuis	68.89	15.4	3.66	142.4	15	201.6	Vérifiée
Travée	103.34	15.4	3.66	142.4	15	201.6	vérifiée

6. Ferrailage de la nervure :

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

$$b_1 \leq \min (L/10 ; L_0/2) = \left(\frac{5.05-0.6}{10} ; \frac{5.05-0.6}{2} \right) = \min (0.445, 2.225) = 0.445 \text{ m}$$

On prend : b₁ = 40cm

Donc : b = 60 + 2 × 40 = 140cm.

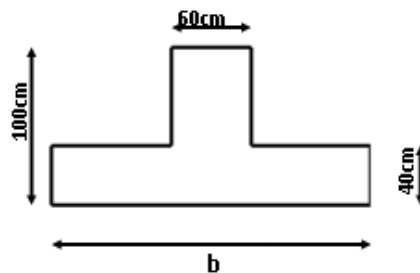


Figure VI.3 : Schéma statique de dimension de nervure à partir d'ETABS voici la méthode qu' on a suivi :

- 1- Charge de nervure (chargement linéaires) : 183.71 * 1.4 = 257.194 kn/ml
- 2- Sélectionner les nervures
- 3- On a utilisé méthode des axes : NL1 ≥ 350 et NL2 ≤ 350
- 4- Show tables –combination G – frame output- table: beam forces.
- 5- Moment positive en travée et Moment négative en appuis

Le calcul sera effectué pour les nervures les plus défavorables (on utilise socotec )

- Pour les calculs en travée on utilise socotec  (b=1.4m, h=1m ,h₀=0.4m ,b₀=0.6m)

Sens X-X

Tableau VI.6: ferrailage des nervures longitudinales en Appui.

type	M(KN.M)	A (cm ²)	A adp (cm ²)	HA adp
NL1	560.742	17.66	17.75	5T16+5T14
NL2	498.203	15.62	16.21	5T16+4T14

Tableau VI.7: ferrailage des nervures longitudinales en Travée.

type	M(KN.M)	A (cm ²)	A adp (cm ²)	HA adp
NL1	455.749	13.98	15.67	5T16+3T14
NL2	302.249	9.23	10.05	5HA16

Sens Y-Y :

Tableau VI.8: ferrailage des nervures transversales en travée.

type	M(KN.M)	A (cm ²)	A adp (cm ²)	HA adp
Nt1	473.03	14.52	14.67	5T16+3T14
Nt2	310.093	9.47	10.05	5T16

Tableau VI.9: ferrailage des nervures transversales en appuis.

type	M(KN.M)	A (cm ²)	A adp (cm ²)	HA adp
Nt1	542.842	17.07	17.75	5T16+5T14
Nt2	497.943	15.61	16.21	5T16+4T14

Vérification :**a) Vérification de l'effort tranchant :**

Pour trouver l'effort tranchant de nervure, on va suivre ces étapes :

- sélectionner les nervures longitudinales.
- F5 → Display → show tables → Frame output → table: beam forces.
- même méthode pour les nervures transversales.

- Sens longitudinal :

$$V_u = 492.38 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{492.38}{0.9 \times 0.6 \times 1} = 0.91$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = \min(0,15 \times 25 / 1,5; 4) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Sens transversal :

$$V_u = 472.57 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{472.57}{0,6 \times 0,9 \times 1} = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{Lmin}\right)$$

$$\phi_t = 16 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

➤ D'après l'**RPA** les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement S_t de :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(25, 120) = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 100/2 = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone courante.}$$

➤ D'après le **BAEL**, l'espacement entre les armatures transversales ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$S_s \leq \min(15\Phi_{L_{\min}}, 40\text{cm}, a+10\text{cm}) = 30\text{ cm}$$

On adopte dans les deux sens un espacement :

$$S_t = 20\text{cm} \quad \text{en zone courante}$$

$$S_t = 15\text{cm} \quad \text{en zone nodale}$$

La section d'armature transversale :

K=1

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{b_0 \times (\tau_U - 0.3k f_{t28})}{0.9f_{ed} / \gamma_s} = \frac{0.6(0.87 - (0.3 * 1 * 2.1))}{0.9 \times 400 / 1.15}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 1.46 \text{ cm}^2/\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Pourcentage minimal :

La section minimale A_t doit vérifier :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.4 \times 60}{400} = 0.06\text{cm}^2$$

Choix des cadres :

Pour les cadres transversaux en prendra 6T10.

b-Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens X-X :

Tableau VI.3: Vérification des contraintes à l'ELS (appuis)

type	Mser(kn.m)	Asup (cm ²)	A inf (cm ²)	σ bc (MPa)	σ̄ bc (MPa)
NL1	-560.742	10.05	17.75	7.82	15
NL2	-498.203	10.05	16.21	7.19	15

Tableau VI.4: Vérification des contraintes à l'ELS (travée)

type	Mser(kn.m)	Asup (cm ²)	A inf (cm ²)	σ bc (MPa)	σ̄ bc (MPa)
NL1	455.749	10.05	15.67	4.25	15
NL2	302.249	10.05	10.05	3.4	15

Sens Y-Y :

Tableau VI.3: Vérification des contraintes à l'ELS (appuis)

type	Mser(kn.m)	Asup (cm ²)	A inf (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Nt1	-542.843	10.05	17.75	7.57	15
Nt2	-497.943	10.05	16.21	7.18	15

Tableau VI.4: Vérification des contraintes à l'ELS (travée)

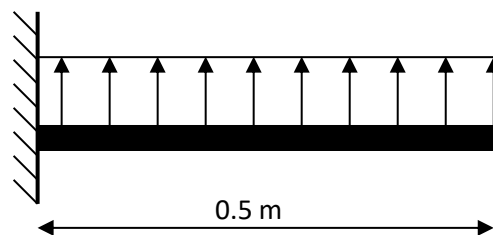
type	Mser(kn.m)	Asup (cm ²)	A inf (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Nt1	473.03	10.05	14.67	4.53	15
Nt2	310.093	10.05	10.05	3.49	15

7. Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l=50\text{cm}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b=1\text{m}$

$$h=40\text{cm} \quad q_u=183.71\text{KN} \implies \text{Pour une bande de } 1\text{m.}$$

$$L=0.5\text{m} \quad q_s=127.72\text{KN} \implies \text{Pour une bande de } 1\text{m.}$$

**Figure VI.4 :** Schéma statique du débord

-Calcul à L'ELU :

$$M_u = \frac{183.71 \times 0.5^2}{2} = 22.96\text{KN.m}$$

$$T_u = -q_u \cdot L = -183.71 \cdot 0.5 = 91.855\text{kN}$$

-Calcul à ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = \frac{127.72 \cdot 0.5^2}{2} = 15.96\text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -127.72 \cdot 0.5 = 63.86\text{ kN}$$

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Conclusion Générale et Perspectives

Ce projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage mixte, d'habitation et commercial. Il s'agit de notre première expérience concrète qui nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de notre formation en génie civil.

Nous avons également pris conscience de l'évolution significative de ce domaine des études des structures en béton armé, à tous les niveaux.

Actuellement, le calcul numérique devient indispensable, notamment dans les cas sismique et dynamique. Pour cela, nous faisons appel aux logiciels de calcul, tels ETABS que nous avons utilisé afin de réaliser l'étude présentée dans ce mémoire.

La modélisation des structures nous permet de calculer le ferrailage qui dépend des efforts obtenus. Il faut donc faire la simulation la plus approchée du comportement réel afin d'obtenir le ferrailage le plus optimal et ainsi assurer une sécurité durable.

Cette expérience nous a sensibilisé à l'aspect pratique du domaine et à la concordance entre la pratique et la théorie.

Perspectives et recommandation

Lors d'une étude d'un bâtiment en béton armé en zone sismique, il faut prendre en considération plusieurs points importants :

- Conception parasismique renforcée : Étant donné la zone sismique, la conception du bâtiment doit suivre des normes parasismiques plus strictes que pour un bâtiment standard. Cela inclut un renforcement des éléments structuraux comme les poutres, les colonnes et les fondations pour résister aux forces sismiques ; autrement dit, il faut bien choisir les paramètres dynamique/sismique afin de mieux reprendre le comportement de la structure dans la modélisation comme R le coefficient du comportement qui prend en compte le système de contreventement, et ξ qui est le pourcentage d'amortissement critique. Dans notre cas nous avons surestimé sa valeur alors qu'il faut prendre un $\xi < 8\%$.
- Choix des matériaux adaptés : L'utilisation de béton armé de haute qualité et d'acier de renforcement certifié est cruciale pour garantir la résistance et la ductilité du bâtiment face aux tremblements de terre.
- Système constructif approprié : En fonction des analyses, le choix du système constructif (ossature, voiles, mixte, etc.) devra être optimisé pour assurer la stabilité et la rigidité globale de l'ouvrage. La répartition que nous avons considérée dans cette étude n'est pas idéale car elle ne prend pas en compte les zones d'ouvertures imposées par l'architecte, donc nous proposons deux solutions soit de revoir avec l'architecte le plan ou de proposer des trumeaux dans les zones d'ouvertures.
- Études géotechniques détaillées : Une analyse approfondie des caractéristiques du sol (nature, portance, liquéfaction, etc.) est indispensable pour concevoir des fondations capables de résister aux sollicitations sismiques. Ce qui permet de définir les

paramètres nécessaires pour dimensionner les fondations. Dans notre cas, nous avons trouvé qu'il faut un radier général et nous avons commis une erreur qu'il faut aussi reprendre cette partie avec la bonne surface du bâtiment.

- Dispositions constructives spécifiques : Des détails constructifs particuliers devront être appliqués, comme le positionnement et l'ancrage des armatures, les recouvrements, les zones de confinement, etc.
- Évaluation de la vulnérabilité sismique : Une étude d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâtiment permettra d'identifier les zones les plus sensibles et de définir les mesures de renforcement nécessaires. Comme la vérification de l'effort normal réduit, nous avons constaté que cette condition n'a pas été vérifiée pour le 2^{ème} étage. Donc, il faut augmenter la section du poteau et refaire les calculs du radier, selon les nouvelles dimensions suivantes :

Zone I : RDC , ETG 1 : pour les poteaux de section (55X55) cm².

Zone II : ETG 2, ETG3 , ETG 4 : pour les poteaux de section (50X50) cm².

Zone III : ETG5, ETG6 : pour les poteaux de section (40X40) cm².

- Dispositions non-structurales : Les éléments non-structuraux (cloisons, façades, escaliers, installations techniques) devront également être conçus pour résister aux mouvements du bâtiment en cas de séisme. Dans cette partie, il faut refaire le schéma statique des escaliers.
- Dans la partie du balcon, il faut rajouter un cas de calcul où les murs sont sur la dalle de balcon. Ça veut dire les charges du garde corps et la main courante seront remplacer par la charge des murs (qui est une charge concentrée), et les charges de balcons g_1 et q_1 vous pouvez prendre les mêmes valeurs du balcon ouvert.

Pour conclure, on peut dire qu'il faut reprendre les points cités dessus en considérations.

Bibliographie

Règlements :

- **RPA99V2003** : Règlement parasismique algérien.
- **CBA93** : Règlement de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL** : Béton armé à l'état limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire.

Cours et mémoires :

- Cours de béton armé 3^{ème} année.
- Cour de résistance des matériaux 3^{ème} année.
- Cour de conception technique master 1.
- Mémoires et thèses des promotions précédentes.

Logiciels :

- ETABS v9.6 : Modélisation.
- Autocade 2016 : Dessin.
- Excel 2013 : Calcul.
- Socotec : Calcul des sections d'armatures et vérification à l'ELS.
- Word 2013 : Traitement de texte.