



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
Abdel Hamid Ibn Badis University - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم هندسة مدنية
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
& ARCHITECTURE



N° d'ordre : M2...../GC/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil
Option: Structure

Thème

Etude d'un bâtiment « R+5 » à usage d'habitation contre venté par des voiles et portiques en béton armé

Présenté par

- 1- Mr. OUHAB Ilyés
- 2- Mr. SAHRAOUI Bilal

Soutenu le 07/07/ 2022 devant le jury composé de :

Président :	Dr.BESSAIM Mohamed	MAB	Université de Mostaganem
Examineur:	Dr.BAHAR Sadek	MCB	Université de Mostaganem
Encadrant (e) :	Mm.ACHOUR Aida	MAB	Université de Mostaganem

Année Universitaire 2021/2022

Remerciements

Nos premiers remerciements, vont pour le nôtre Bon Dieu ,Le-Tout-Puissant Qui nous A
Donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nous remercions également nos familles respectives pour les sacrifices qu'elles ont
consentis afin que nous puissions terminer nos études.

Nous remercions aussi notre encadreur M^{me} : A. ACHOUR qui nous a soutenus pour
aller au bout de ce sujet et achever notre travail.

Nous sommes reconnaissants envers les responsables de notre département de génie civil et
à l'ensemble des Enseignants qui nous ont inculqué les valeurs de l'effort dans le travail
bien accompli et se sont dévoués pour nous donner le meilleur dans notre formation.

Ilyes & bilal

Dédicaces

Je tiens à dédier ce modeste travail à toutes les personnes qui me sont chères et parmi elles:

Mes très chers parents ;

Mes chers frères et sœurs et toute ma famille ;

L'Étudiant qui fait partie de mon binôme «bilal» ;

Mes très chers amis ;

A toute la promotion du Génie Civil 2021-2022.

Ouhab ilyes

Dédicaces

Je tiens à dédier ce modeste travail à toutes les personnes qui me sont chères et parmi elles:

Mes très chers parents ;

Mes chers frères et sœurs et toute ma famille.

L'Etudiant qui fait partie de mon binôme « ilyes »

Mes très chers amis

A toute la promotion du Génie Civil 2021-2022.

Sahraoui bilal

Sommaire

Chapitre 1 présentation de l'

ouvrage

1.1. Introduction.....	1
1.2. Présentation de l'ouvrage	1
1.3. Caractéristiques des matériaux	3
1.4. Protection des armatures : (BAEL 91, art A.7.2, 4)	7
1.5. Réglementation utilisée	7

Chapitre 2 Pré-dimensionnement des éléments

<u>1. Introduction.....</u>	8
<u>2. Pré-dimensionnement</u>	8
<u>2.1. Planchers en corps creux</u>	8
<u>2.1.1. Les charges d'un plancher :</u>	9
<u>2.2. Les poutre</u>	10
<u>2.2.1. Poutres longitudinales (poutres principales)</u>	10
<u>2.2.2. Poutres transversales (poutres secondaires)</u>	11
<u>2.3. Les poteaux.....</u>	11
<u>2.3.1. Descente de charges</u>	12
<u>2.3.2. Détermination de la section :</u>	12
<u>2.3.3. Vérification du coffrage des poteaux</u>	15
<u>2.3.4. Flambement</u>	16
<u>2.3. Les voile.....</u>	17
<u>2.4. Les balcons</u>	18
<u>2.4.1. La charge d'un balcon.</u>	19
<u>2.5. Escaliers :.....</u>	19
<u>2.5.1. Les charge des escaliers</u>	21

2.6. Acrotère	22
---------------------	----

2.7.Charges au niveau des murs :	22
--	----

2.7. 1.mur extérieur :	22
------------------------	----

2.7. 2. Mur intérieur	23
-----------------------------	----

Chapitre 3 calcule élément secondaire

3.1. Introduction	24
3.2. ACROTÈRE.....	24
3.2.1. Définition.....	24
3.2.2.Schéma statique	24
3.2.3 Hypothèse de calcul.....	25
3.2.4 Calcul des sollicitations	25
3.2.5. Combinaison des charges	25
3.2.6 Ferrailage :	26
3.2.7. Vérification à l'ELU	28
3.2.8. Vérification des contraintes à L'ELS	29
3.3. Balcon.....	31
3.3.1. Détermination des efforts	31
3.3.2. Calcul des sollicitations	31
3.3.4. Ferrailage de balcon	32
3.3.5. Vérification à l'ELU	32
3.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS.....	33
3.4. Calcul des escaliers	35
3.4.1. Détermination des sollicitations de calcul	35
3.4.3. Schéma statique de calcul.....	35
3.4.4. Les réactions aux appuis.....	36
3.4.5. Calcul de ferrailage à l'ELU.....	38
3.4.6. Vérification à l'ELU	39
3.4.7. Vérification à l'ELS.....	41
3.5 Etude de la poutre palière.....	43

3.5.1. Détermination des charges.....	43
3.5.2. Combinaison à considérer	43
3.5.3. Calcul de Ferrailage à ELU	44
3.5.6. Vérification à l'ELS.....	47
3.6. Calculs des planchers	48
3.6.1. Planchers à corps creux	48
3.6.2. Calcul de la dalle de compression	48
3.6.3. Calcul des poutrelles.....	49
3.7. Les vérifications	58
chapitre 4 etude dynamique et sismique sis	
4.1. Introduction	67
4.2. L'étude dynamique.....	67
4.2.1. Objectif de l'étude dynamique	67
4.2.2. Modélisation mathématique	67
4.2.3. Modélisation de la structure étudiée	67
4.2.4. Caractéristiques géométriques du bâtiment	71
4.2.5. Mode de vibration et participation massique.....	72
4.3. L'étude sismique	76
4.3.1. Introduction	76
4.3.2. Présentation des différentes méthodes de calcul	76
4.3.3. Méthode statique équivalente	77
4.4. Poids total de la structure	81
4.5. Vérifications	81
4.5.1. Coefficient de comportement R.....	81
4.5.2. Calcul de l'effort tranchant modal à la base :.....	82
4.5.3. Combinaison des réponses modale :.....	83
4.5.4 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	84
4.5.5. Vérification des déplacements inter étage	84
4.5.6. Vérification de l'effet P-Delta	85

4.5.7. Vérification de l'effort normal réduit (RPA99version2003art 7.4.3).....	87
4.5.8. Vérification de la stabilité au renversement	87

Chapitre 5 ferrailage des élément structuraux

5.1. Introduction.....	89
5.2. Ferrailage des poteaux.....	89
5.2.1. Les combinaisons des charges	90
5.2.2. Calcul des armatures longitudinales	90
5.2.3. Exemple de calcul.....	92
5.2.4. Armatures transversales.....	94
5.2.5. Vérifications	96
5.3. Ferrailage des poutres :	98
5.3.1. Calcul du ferrailage	99
5.3.2. Vérifications	103
5.3. Ferrailage des voiles.....	106
5.3.1. Introduction	106
5.3.2. Les combinaisons d'action	107
5.3.3. Détermination des armatures	108
5.3.4. Calcule du ferrailage	110
5.3.5. Les vérification.....	112

Chapitre 6 études de l'infrastructure

6.1. Introduction.....	119
6.1.1. Etude de sol	119
6.1.2. Choix du type de fondation	119
6.2. Pré-dimensionnement du radier :	120
6.2.1. L'épaisseur du radier :	120
6.2.2. La surface minimale du radier.....	121
6.2.3. Condition de non poinçonnement	122
6.2.4 Calcul des sollicitations à la base du radier.....	123
6.2.5. Caractéristiques géométriques.....	125

6.3. Vérification	125
6.3.1. Calcul des contraintes.....	125
6.3.2. Vérification de soulèvement.....	127
6.3.3. Vérification de la stabilité au renversement.....	128
6.4. Ferrailage du radier	129
6.4.1. Méthode de calcul	129
6.5.1. Moments en appuis et en travée	130
6.5.2. Détermination des charges et des surcharges.....	130
6.5.3. Calcul des armatures	131
6.5.4. Vérification.....	132
6.6. Ferrailage des poutres (nervures).....	133
6.6.1. Dimensionnement des nervures	133
6.6.2. Condition de non fragilité	135
6.6.3. Espacement des armatures	135
6.6.4. Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003).....	136
6.6.5. Les vérifications	136

LISTE DE TABLEAU

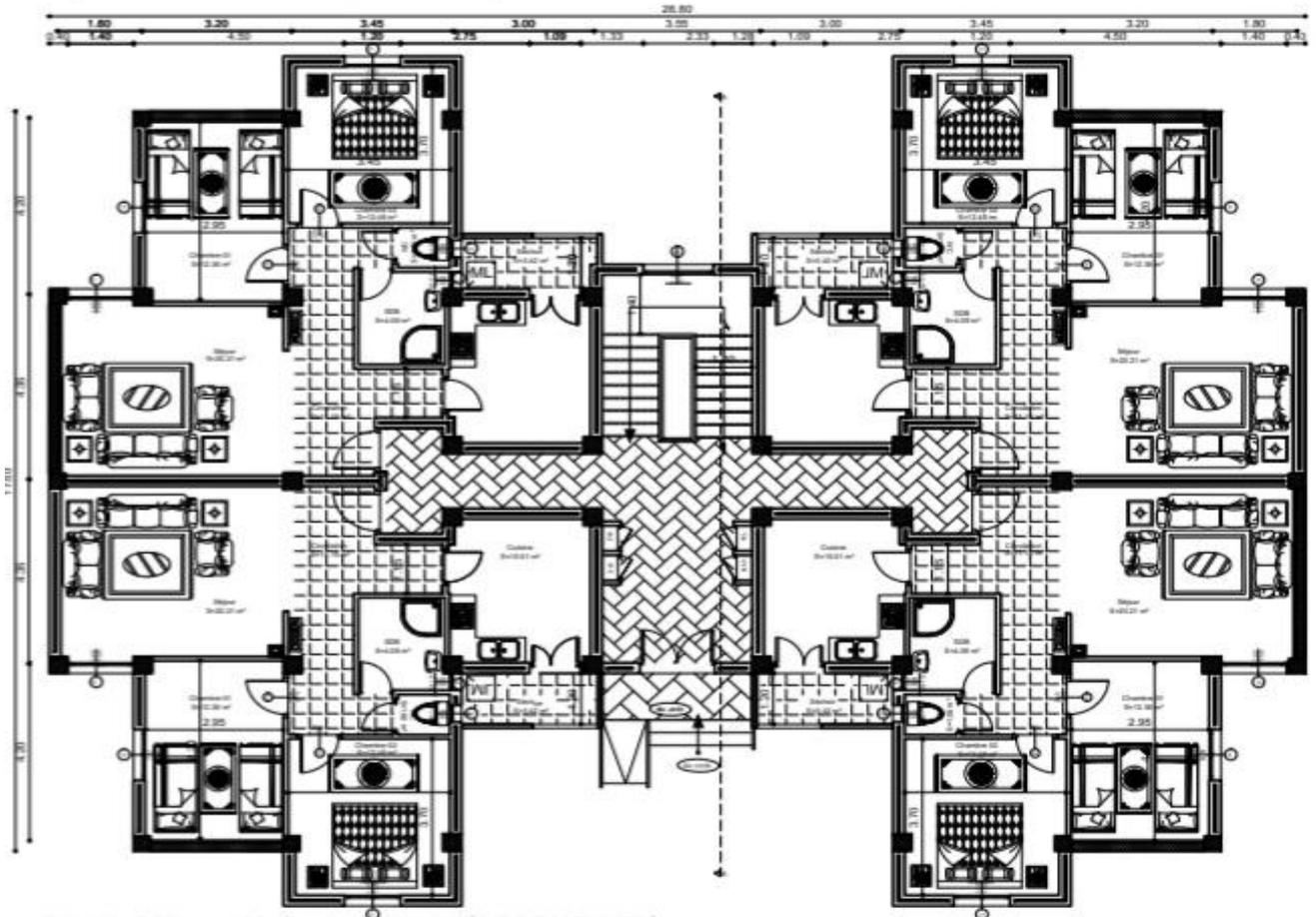
Tableau 2.1: les charges permanentes et exploitation d'un plancher corps creux étage terrasse inaccessible	9
Tableau 2.2 : les charges permanentes et exploitation d'un plancher étages courants en corps creux	10
Tableau 2.3: Descente et dégression des charges.	12
Tableau 2.4. Sections des poteaux	15
Tableau 2.5: Vérification des exigences du RPA99/art7.4.1	16
Tableau 2.6: La vérification de flambement	16
Tableau 2.7: les charges permanents et exploitation d'un balcon.	19
Tableau 2.8: les charges permanents et exploitation du palier.	21
Tableau 2.9: les charges permanents et exploitation du paillassé.....	21
Tableau 2.10: Charge permanente du mur extérieur.....	22
Tableau 2.11: Charge permanente du mur intérieur.	23
Tableau 3.1: Evaluation des charges.....	35
Tableau 3.2: Combinaison des charges.....	35
Tableau 3.4 : Efforts tranchants et moments fléchissant à ELU.....	36
Tableau 3.5 : Efforts tranchants et moments fléchissant à ELS	37
Tableau 3.6: Vérification de la contrainte de compression dans le béton.	41
Tableau 3.7: Vérification de la contrainte de compression dans le béton.	47
Tableau 3.8: Charge et surcharge et La combinaison de charge.....	51
Tableau 3.9: Les coefficients des plancher de l'étage courant et de la terrasse.....	53
Tableau 4.1: Centre de masse et centre de rigidité	72
Tableau 4.2: périodes, modes et participation massique.....	72
Tableau 4.3: Pourcentage des sollicitations dû aux charges horizontales	81
Tableau 4.4: Pourcentage des sollicitations dû aux charges verticales.....	81
Tableau 4.5 : l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal	82
Tableau 4.6: l'effort tranchant modal à la base sens transversal	82
Tableau 4.7: Combinaison des réponses modales.....	83
Tableau 4.8: Valeurs des rapports $V_t < 0.8 V$	84
Tableau 4.9: Déplacement inter-étage dans le sens (xx).....	85
Tableau 4.10: Déplacement inter-étage dans le sens (yy).....	85
Tableau 4.11: Vérification de l'effet P-Delta sens (x-x).....	86
Tableau 4.12: Vérification de l'effet P-Delta sens (y-y).....	86
Tableau 4.13: L'effort normal réduit	87
Tableau 4.14: Vérification de rapport M_s/M_r	88

Liste des Figure

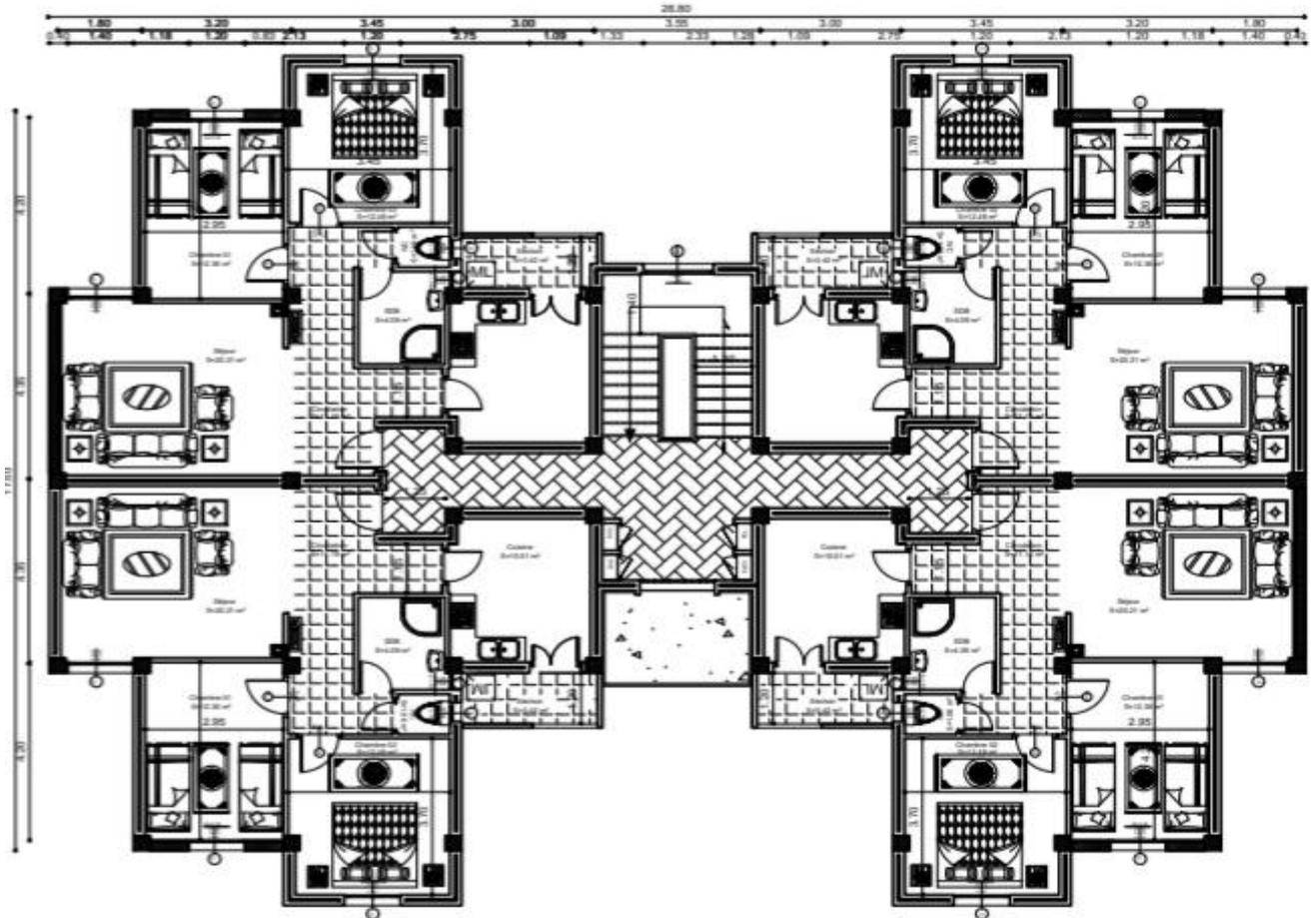
<u>Figure 1.1 : Vue par satellite du lieu de projet.....</u>	1
<u>Figure 1.2: Diagramme de calcul contraint - déformation du béton à l'ELU.....</u>	4
<u>Figure 1.3: Diagramme de calcul contrainte - déformations du béton à l'ELS.....</u>	5
<u>Figure 1.4: diagramme contrainte déformation acier.....</u>	6
Figure 2.1: Planchers en corps creux.	8
Figure 2.2: Coupe de voile en élévation.	18
Figure 2.3: Coupe de voile en plan.	19
Figure 2.4: schéma d'escalier.	20
Figure 2.5: Acrotère.	23
<u>Figure 3.1: Schéma statique de l'acrotère.....</u>	24
<u>Figure 3.2: Les différents efforts internes sollicitant l'acrotère</u>	26
<u>Figure3.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....</u>	30
<u>Figure 3.4: Schéma statique du balcon.....</u>	31
<u>Figure 3.5 : Schéma de ferrailage de balcon.....</u>	34
Figure 3.6 : Schéma statique de calcul et cas de chargement à ELU.....	35
<u>Figure 3.7: Schéma statique de calcul et cas de chargement à ELS.....</u>	36
<u>Figure 3.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....</u>	37
<u>Figure 3.9: Diagramme des moments fléchissante à l'ELU</u>	37
<u>Figure 3.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....</u>	38
<u>Figure 3.11: Diagramme des moments fléchissante à l'ELU</u>	38
<u>Figure 3.12: Schéma statique de la poutre palière.....</u>	44
<u>Figure 3.13: Diagramme du moments à l'ELU.....</u>	55
<u>Figure 3.14: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....</u>	56
<u>Figure 3.15: Diagramme du moments à l'ELS.....</u>	60
<u>Figure 3.16: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....</u>	62
<u>Figure 3.17: Schéma de ferrailage des poutrelles.....</u>	66
<u>Figure 4.1: Vue en trois dimensions de la structure.....</u>	69
<u>Figure 4.2: Disposition des voiles de RDC.....</u>	70
<u>Figure 4.3: Disposition des voiles d'étage court.....</u>	70
<u>Figure 4.4: mode de translation suivent l'axe Y.....</u>	74
<u>Figure 4.5: Mode de translation suivent l'axe X.....</u>	75
<u>Figure 4.6: mode de rotation autour de l'axe Z.....</u>	76

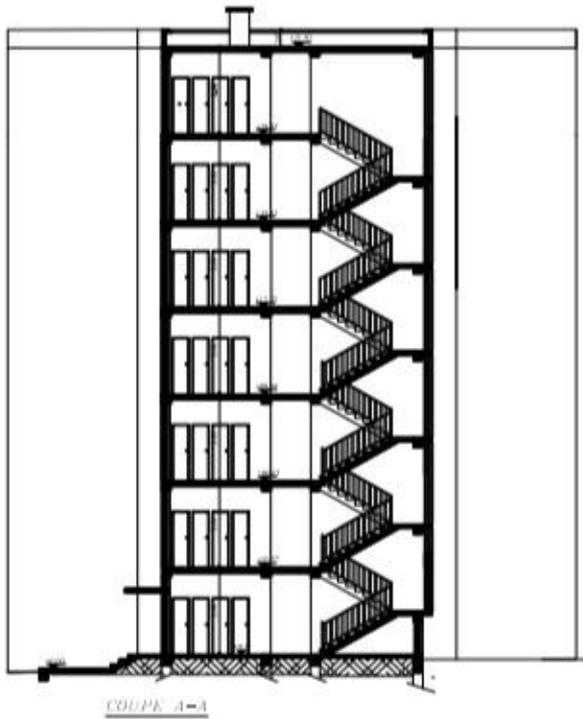
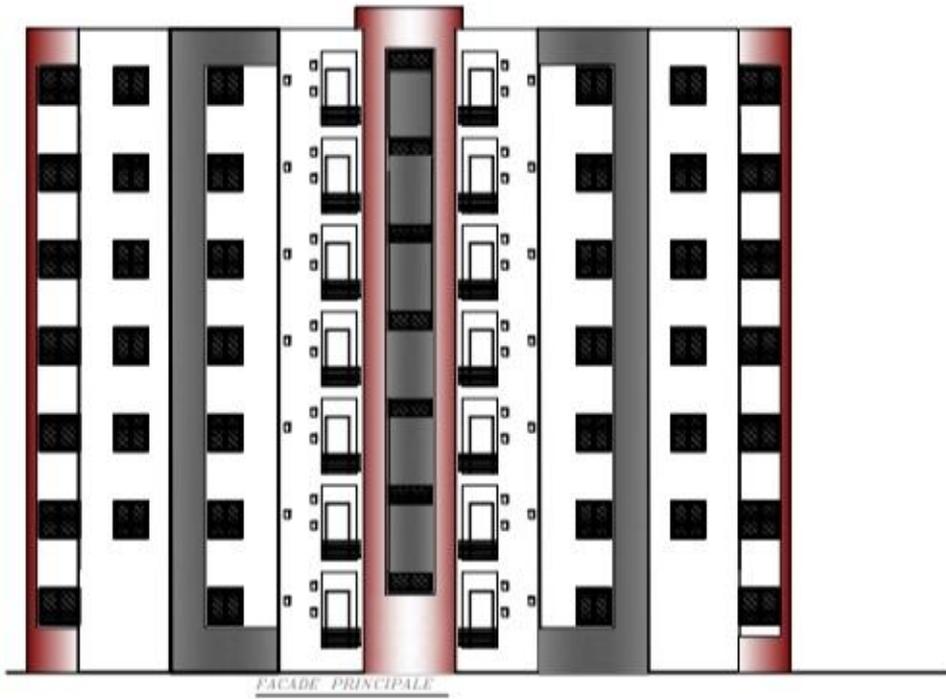
Figure 4.7: Spectre de réponse donné par logiciel RPA99.	80
Figure 5.1: Efforts supportés par le poteau	89
Figure 5.2: Zone nodale des poteaux	91
Figure 5.3: Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99.....	108
Figure 6.1: Schéma d'un radie	122
Figure 6.2: diagramme des contraintes	126
Figure 6.3: Panneau le plus sollicité	130
Figure 6.4: Dimensionnement des nervures.....	133
Figure 6.5: Transmission des charges	134

PLAN DU RDC (LOGEMENTS)



PLAN DU 1 AU 5eme ETAGE (LOGEMENTS)





Introduction

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment de cinq étages dans la commune de Mazagran de la Wilaya de Mostaganem.

Le présent travail est structuré en six (06) chapitres présentés comme suit :

- ✓ L'objet du premier chapitre est une présentation de l'ouvrage et des règlements en vigueur ;
- ✓ Le deuxième chapitre concerne la descente de charge et le pré-dimensionnement des éléments de la structure ;
- ✓ Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments secondaires de l'ouvrage ;
- ✓ Le quatrième chapitre porte sur l'étude dynamique et sismique en utilisant le logiciel ETABS V 9.7 ;
- ✓ Le cinquième chapitre est consacré au calcul des éléments principaux de la structure ;
- ✓ Le sixième et dernier chapitre traite le choix et le calcul des fondations.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

1.1. Introduction

Nous présentons dans ce chapitre les différents éléments constituant l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques constituant ces éléments.

Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation (R+5). Il est implanté à Mazagran, wilaya de Mostaganem qui est une zone de forte sismicité (Zone II), Comme la hauteur totale du bâtiment est inférieure à 48 m et il abritent moins que 300 personnes donc est classée dans la groupe d'usage 2 cela conformément au règlement RPA99 version 2003

Dimension en élévations et en plans

1 - Hauteur totale ----- H=18,96 m

- La hauteur d'étage courant ----- h=03,06 m

- La hauteur du RDC ----- h=03,06 m

2- Longueur totale ----- L'=26,80 m

3- Largeur totale ----- L=17,5 m



Figure 1 : Vue par satellite du lieu de projet

Caractéristique géotechnique de sol

Le site est considéré comme site meuble : catégorie S3

La Contrainte admissible du sol est de 2bars.

Description technique du bâtiment

➤ **Système de contreventement**

Conformément au règlement parasismique algérien (**RPA 2003 version 2003**), nous prévoyons de concevoir le bâtiment par un système composé de portiques et de voiles qui reprennent conjointement les charges verticales et horizontales au prorata de leur rigidité. Le système porteur composé de voiles et portiques peut être de deux types :

- 1) Système de contreventement mixte
- 2) Système de contreventement en portique renforcé par des voiles

➤ **Planchers**

Les planchers des aires planes qui séparent les étages et supportent les revêtements et les surcharges principalement, ils assurent deux fonctions

- **Fonction de la résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent à l'élément porteur de la structure, les charges permanentes et les surcharges.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.
- **Escaliers**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

La tour proposée est munie d'une cage d'escalier en béton armé à deux volés entre 2 niveaux successifs et coulé sur place.

➤ **Maçonnerie**

- Murs extérieurs (remplissage): Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparée par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

➤ **Balcons**

Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

➤ **Terrasses**

La terrasse est inaccessible.

➤ **Acrotère**

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement des eaux sur les façades. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

➤ Revêtements

Ils sont constitués de :

- Céramique pour les salles d'eau.
- Carrelage pour les planchers courants.
- Plâtre pour les plafonds et murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour murs intérieurs (salle d'eau et la cuisine).

Caractéristiques des matériaux

1.3.1. Le béton

Le béton est un mélange en proportions définies de ciment, de granulats "sable, gravier", d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants"

A) Composition du béton

La composition pour 1m^3 du béton est :

- ❖ Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) avec : (Gravier : 800L ; Sable : 400 L)
- ❖ Ciment : 300 à 400 kg/m^3
- ❖ Eau de gâchage : 150 à 200 L

B) La résistance du béton

La résistance à la compression

La résistance à la compression du béton à l'âge (j) jours F_{cj} est égale à sa résistance à la rupture par compression à (j) jours. Pour $j \leq 28$ jours,

La résistance F_{cj} est égale à :

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

$$F_{cj} = j F_{c28} / 1,4 + 0,95j \quad \text{pour } F_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

Notre béton est caractérisé par : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

La résistance à la traction

La résistance à la traction du béton à l'âge (j) jours

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \quad (\text{Mpa})$$

Notre béton est caractérisé par : $F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

C) Module d'élasticité longitudinale : on distingue deux (02) types :

- ✓ **Module d'élasticité instantané :** la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,195 \text{ MPa.}$$

- ✓ **Module d'élasticité** : il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.}$$

D) Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = 0,2 \text{ à L'E.L.S}$$

$$\nu = 0 \text{ à L'E.L.U}$$

E) Les contraintes limites de calcul:

Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28}$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle, $\gamma_b = 1,5$ situation courante.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application des actions est entre 1 h et 24h.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1 h.

$$\text{A 28 jours on a } f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = \frac{0,85}{1 \times 1,5} \times 25 = 14,2 \text{ MPa.}$$

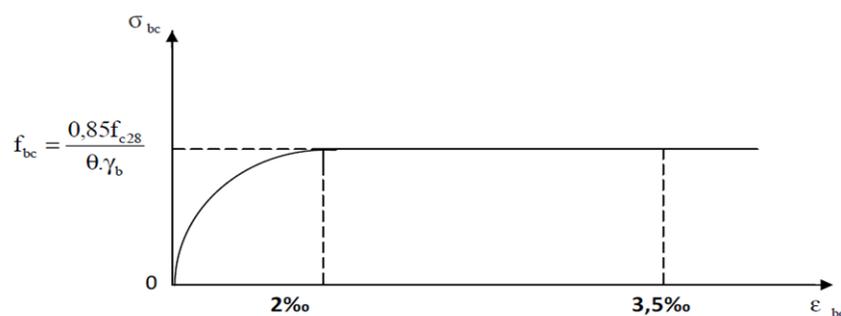


Figure 2: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5, 2})$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

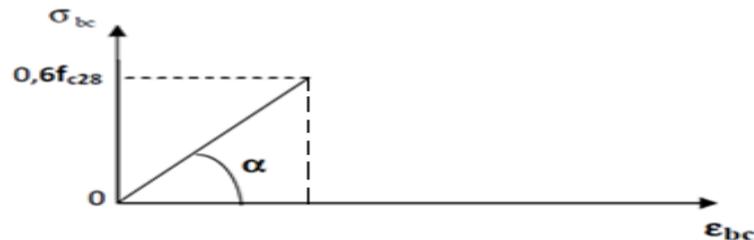


Figure 3: Diagramme de calcul contrainte - déformations du béton à l'ELS.

F) Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 KN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 KN/m³ s'il est armé.

1.3.2.Aciers:

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) FeE400 et FeE500.
- Treillis soudés (TS) TLE52 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles.

A) Les limites élastiques:

- Barres à haute adhérence (HA) $f_e = 400$ MPa et $f_e = 500$ MPa.
- Treillis soudés (TS) $f_e = 520$ MPa.

B) Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

C) Contraintes limites

- Contraintes limites ultimes

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

σ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2%.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ en situation courante.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

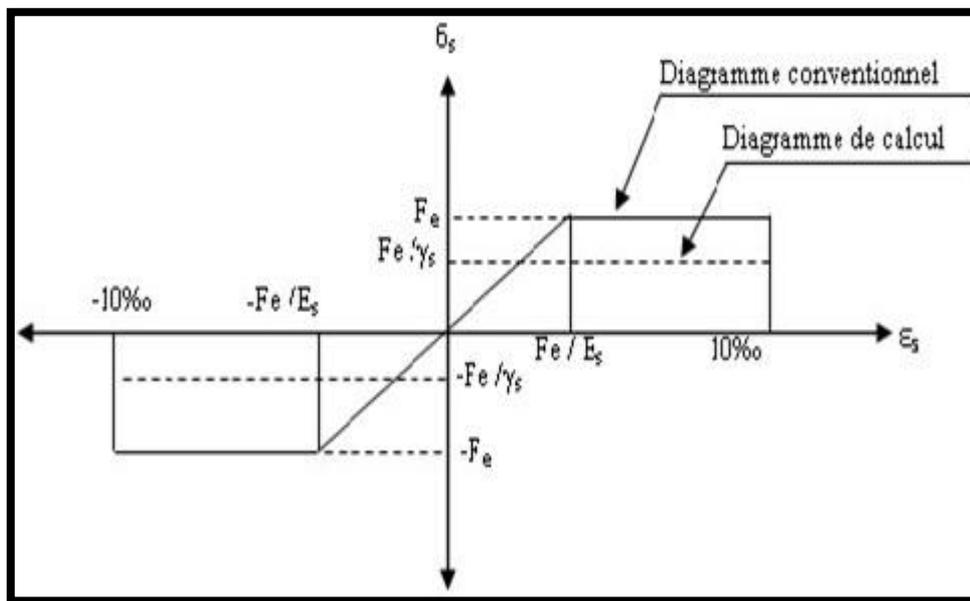


Figure 4: diagramme contrainte déformation acier.

• **Contrainte limite de service** : Afin de réduire les risques d'ouverture des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le **BAEL** a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- ✓ Fissuration peu nuisible (**FPN**): cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad (\text{ELU}) \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 32})$$

- ✓ Fissuration préjudiciable (**FP**) : cas des éléments exposés aux agressions non sévères : (chimiques, atmosphériques)

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right) \quad (\text{MPa})$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 33)

✓ Fissuration très préjudiciable (**FTP**) : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\sigma_s = 0,8 \times \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right) \quad (MPa)$$

(BAEL 91 modifié 99, art A.4.5, 34)

Avec : η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haut adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL)

Protection des armatures : (BAEL 91, art A.7.2, 4)

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs ainsi qu'avoir un bétonnage correct, on doit veiller à ce que l'enrobage (**c**) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c \geq 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c \geq 3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, Canalisation).
- **c \geq 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **c \geq 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée selon les règles suivantes :

- **BAEL 91** (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99 modifié 2003** (règles parasismiques algériennes).
- **DTR.BC-22** (charges et surcharges d'exploitations).
- **CBA 93** Règles de conception et de calcul des structures en béton armée.

Chapitre 2 :

Pré-dimensionnement des éléments

1. Introduction

Le pré dimensionnement nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur de coffrage de n'importe quel élément de notre structure. Pour cela, on doit tenir compte de toutes les prescriptions apportées par les règlements

CBA 93 et **BAEL** (modifié 99) et **RPA 99** /version 2003.

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids propre.
- Les charges variables qui sont : les charges exploitation ou surcharges et les charges climatiques.
- Les charges accidentelles.

2. Pré-dimensionnement

2.1. Planchers en corps creux

Les dalles sont composées de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire les conditions ci-après :

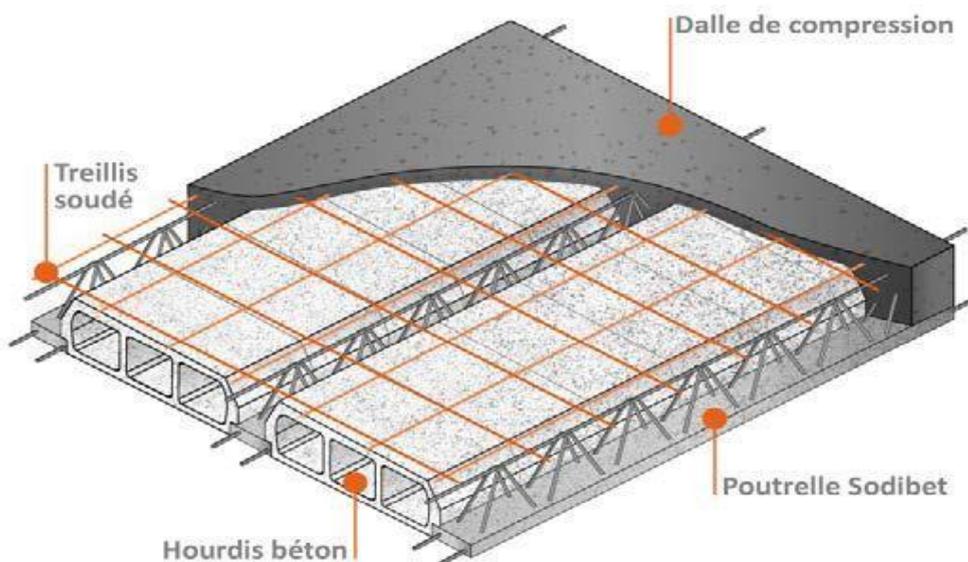


Figure 1.5: Planchers en corps creux.

L'épaisseur du plancher (e) est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \min(L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5$$

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis, selon le sens de disposition des poutrelles :

$$L_{y \max} = 3.95 \text{ m}$$

$$L_{x \max} = 4.6 \text{ m}$$

$$\min(L_{x \max}, L_{y \max}) = 3.95 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 17.55 \text{ cm}$$

- Donc on prend : $e = (16+4) \text{ cm}$ Avec : $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} \rightarrow \text{corps creux.} \\ 4 \text{ cm} \rightarrow \text{la dalle de compression.} \end{array} \right.$

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 coupe-feu : $e = 17.5 \text{ cm}$

2.1.1. Les charges d'un plancher :

Tableau 2.1: les charges permanentes et exploitation d'un plancher corps creux étage terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Gravier roulée	5	17	0,85
Etanchéité multi	2	6	0,12
Forme de pente	10	22	2,2
Isolation thermique	4	/	0,14
Dalle en corps creux	16+4	/	2,82
Enduit en plâtre	2	10	0,2
La charge permanente $G = 6.33 \text{ (KN/M}^2\text{)}$			
La charge exploitation $Q = 1 \text{ (KN/M}^2\text{)}$			

Tableau 2.2 : les charges permanentes et exploitation d'un plancher étages courants en corps creux

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Cloison en brique	10	10	1
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	0,2
La charge permanente G=5,22 (KN/m²)			
La charge exploitation Q =1.5 (KN/M²)			

2.2. Les poutre

Les dimensions des poutres doivent vérifier la condition suivante

2.2.1. Poutres longitudinales (poutres principales)

La hauteur des poutres principales est donné par :

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

Avec L : portée entre des appuis L = 500 cm

Donc $(500/15) \leq h \leq (500/10)$

Alors $33 \leq h \leq 50$ cm

On adopte h = 40 cm

La largeur des poutres

$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

Alors $16 \leq b \leq 28$ On prend b = 30 cm

On prend b x h = (30 x 40) cm.

Vérification des conditions du RPA

$b \geq 20$ Condition vérifiée

$h \geq 30$ Condition vérifiée

$h/b < 4$ Condition vérifiée

2.2.2. Poutretransversales (poutres secondaires)

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles leur hauteurs sont données par :

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

Avec L : portée entre des appuis $L = 435$ cm

Donc $(435/15) \leq h \leq (435/10)$

Alors $29 \leq h \leq 43.5$ cm

On adopte $h = 35$ cm

La largeur des poutres

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Alors $14 \leq b \leq 24$ On prend $b = 30$ cm

On prend $b \times h = (30 \times 35)$ cm.

Vérification des conditions du RPA

$b \geq 20$ Condition vérifiée

$h \geq 30$ Condition vérifiée

$h/b < 4$ Condition vérifiée

***Conclusion**

Poutres principales : (30×40) cm².

Poutres secondaires : (30×35) cm².

2.3. Les poteaux.

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau rive et poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charges tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

On cherche les poteaux les plus sollicités.

On calcule la surface reprise par chaque poteau

On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

On mènera le calcul à l'ELU (**BAEL91**) et la vérification d'après le **RPA 99**

2.3.1. Descente de charges

Loi de dégression

Dans le cas des ouvrages à usage d'habitations il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par le « **BAEL 91 modifié 99** » avec : n:

Nombre d'étage.

Q_0 : Charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.

Tableau 2.3: Descente et dégression des charges.

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	1
5	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2.5
4	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3.85
3	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
2	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
1	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7

2.3.2. Détermination de la section :

$$S = (4.275-0.3) \times (4.225-0.3) = 15.6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{maj}} = 1,1 \times 15.6 = 17.16 \text{ m}^2$$

Les charges:**Plancher:**

$$G_{\text{plancherterrasse}} = 17.16 \times 6.33 = 108.623 \text{ KN}$$

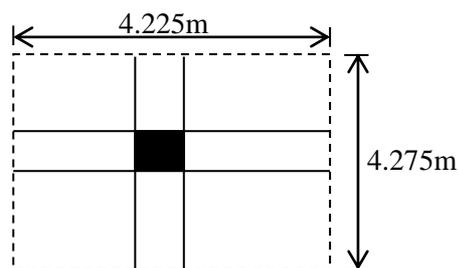
$$G_{\text{plancherétagecourant}} = 17.16 \times 5.22 = 89.56 \text{ KN}$$

Poutre:

$$G_{\text{pp}} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4.225 = 12.68 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps}} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 3.975 = 10.43 \text{ KN}$$

$$G = 12.68 + 10.43 = 23.11 \text{ KN}$$



Formule générale :

$$B r \geq (k \beta N_u) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot f_{ed})$$

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que : N_u : L'effort normal ultime $N_u = 1,35G + 1,5Q$

B_r : Section réduite du poteau et $B_r = (a - 2\text{cm}) \times (b - 2\text{cm})$

$k = 1.10$ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

$k = 1.20$ et si plus de la majorité des charges est appliquée avant 28 jours

f_{c28} est remplacée par f_{ij}

$k = 1$ pour les autres cas

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b ; f_{ed} = f_e / \gamma_s \\ f_{c28} : \text{résistance à la compression de béton } f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \\ f_e : \text{limite d'élasticité de l'acier utilisé } f_e = 400 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

Tel que :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire}$$

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

Tel que :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle}$$

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} T > 24\text{h} \dots \text{c'est notre cas} \\ \theta = 0,9 \quad \left\{ \begin{array}{l} 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0,85 \quad \left\{ \begin{array}{l} T < 1\text{h} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$F_{bu} = 0,85 \cdot 25 / 1,15 = 18,2 \text{ MPa} ; f_{ed} = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

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

$$- \text{ si } \lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0,2 \cdot (\lambda / 35)^2 ;$$

- si $50 < \lambda < 70$: $\beta = 0,60 (50 / \lambda)^2$.

$\lambda = l_f \sqrt{12} / a$ (a : la plus petite cote)

Le calcul est fait en compression centrée. On fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le BAEL 91 On aura : $a = \sqrt{(12/35 \times l_f)} \Rightarrow a = l_f/10$, tel que l_f la longueur de flambement.

α : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = \begin{cases} 0.85 / (1 + 0.2 \times (\lambda/35)^2) & \lambda \leq 50 \\ 0.60 \times (50 / \lambda)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article, d'où : $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times 1) = 0.708$

Ou : $\beta = 1 + 0.2 \cdot 1 = 1,2$

$$Br \geq ((1.1,2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}) / (1. (14,2/0,9) + (0,85/100) \cdot 348)) \cdot 10^4 = 0.64 Nu \text{ cm}^2$$

Les résultats de la section

Tableau 2.4. Sections des poteaux

niv	G plancher	G poutre	G poteau	Gtot	Gc	Qi	NQ	Nu	Br	a	a*b
T	108.623	23.11	0	131.733	131.733	1	17.16	203.58	130.3	13.41	35*35
4	89.56	23.11	6.89	119.56	251.293	2.5	42.9	403.6	258.304	18.07	35*35
3	89.56	23.11	6.89	119.56	370.853	3.85	66.07	599.76	383.85	21.6	35*35
2	89.56	23.11	6.89	119.56	490.413	5.05	94.38	803.63	514.32	24.67	35*35
1	89.56	23.11	9.37	122.04	612.454	6.1	104.68	983.83	629.65	27.09	35*35
RDC	89.56	23.11	9.37	122.04	734.5	7	120.12	1171.76	749.93	29.38	40*40

2.3.3. Vérification du coffrage des poteaux

(zone II) d'après le RPA 99/2003

- $\min(b, h) \geq 30$
- $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq a/b \leq 4$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.5: Vérification des exigences du RPA99/art7.4.1

Niveau	(a×b) cm	Min (a, b)	$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$	Condition
Zone3	(30x30)	Min (30x30) ≥ 25 cm	Min (30x30) ≥ 15.3 cm	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	Condition Vérifier
Zone2	(35x35)	Min (35x35) ≥ 25 cm	Min (35x35) ≥ 15.3 cm	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	Condition Vérifier
Zone1	(40x40)	Min (40x40) ≥ 25 cm	Min (40x40) ≥ 15.3 cm	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	Condition Vérifier

2.3.4. Flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élanement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

i : Rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{B}}$$

I : Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

B : Section transversale du poteau

$$B = a \times b.$$

L_0 : Longueur libre du poteau.

$$\lambda = \frac{l_f}{b} \sqrt{12}$$

Tableau 2.6: La vérification de flambement

Niveau	b (cm)	H=a (cm)	L_f	λ	$\lambda < 35$
T	0.3	0.3	2.142	24.73	CV
4	0.3	0.3	2.142	24.73	CV
3	0.3	0.3	2.142	24.73	CV
2	0.35	0.35	2.142	21.02	CV
1	0.35	0.35	2.142	21.02	CV
RDC	0.4	0.4	2.142	18.55	CV

2.3. Les voiles

Les voiles sont des éléments structuraux sollicités principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible en regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigides en béton armé destinés à transmettre les charges (horizontales et verticales) dans les fondations.

D'après le RPA99 article 7.7.1 «les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires» avec : e : l'épaisseur du voile.

L : porté du voile.

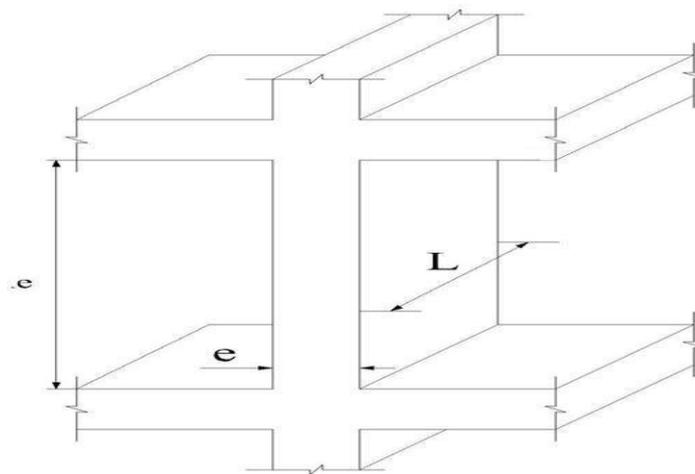


Figure 1.6: Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15 cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :

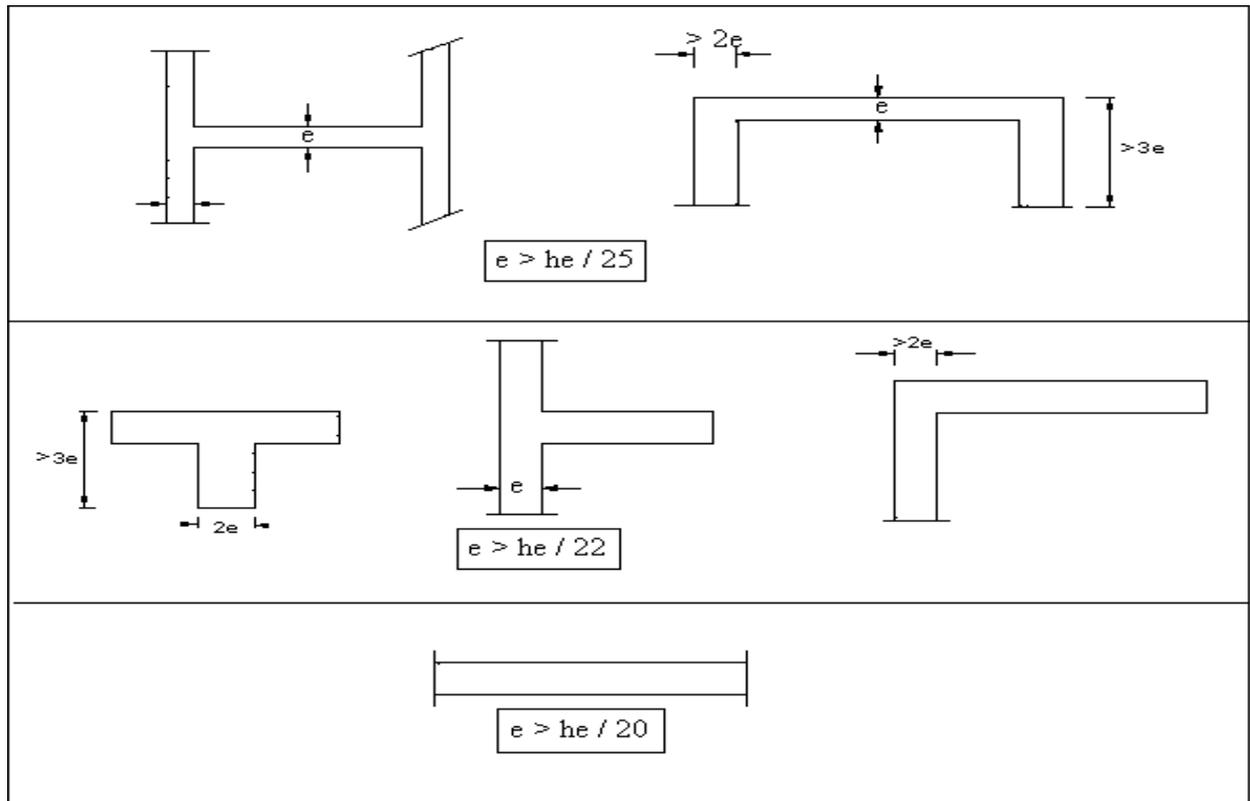


Figure 1.7: Coupe de voile en plan.

$$e \geq \max \left(\frac{he}{25} \frac{he}{22} \frac{he}{20} \right)$$

$$e \geq he / 25 = 266 / 25 = 10,64 \text{ cm.}$$

$$e \geq he / 22 = 266 / 22 = 12,09 \text{ cm.}$$

$$e \geq he / 20 = 266 / 20 = 13,30 \text{ cm.}$$

he: la hauteur libre d'étage ($he = 266 \text{ cm}$).

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

2.4. Les balcons

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine, ils travaillent comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.

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

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

e : doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique (d'après RPA 99/v2003)

L'épaisseur à retenir est : $e = 15 \text{ cm}$ (dalle pleine)

2.4.1. La charge d'un balcon.

Tableau 2.7: les charges permanentes et exploitation d'un balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (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	3,75
Enduit en ciment	2	20	0,4
La charge permanente $G=5.35(\text{KN}/\text{M}^2)$ La charge exploitation $Q =3.5(\text{KN}/\text{M}^2)$			

2.5. Escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

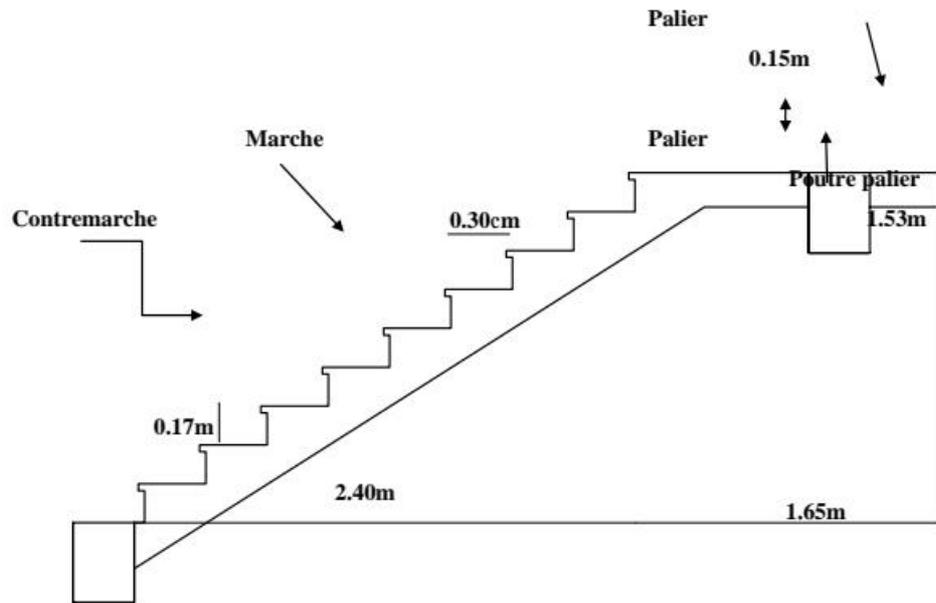


Figure 1.8: schéma d'escalier.

g : largeur de la marche

h : hauteur de la contre marche

n : nombre de marches

l : largeur de volées

- **La relation du BONDEL**

$$56 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$16,5 \leq h \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

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

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

Hauteur $H = 3,06 \text{ m}$

le nombre de marches est :

$$n = (H/2)/h$$

$$n = (306/2)/17 = 9 \text{ marches}$$

Donc - le nombre de marches de la volée de 1 est de 9

- le nombre de marches de la volée de 2 est de 9

Le nombre total de marches de 1 étage est 18 marches

Le nombre de marches est $n-1=8$

Alors $59 \leq 2(17) + 30 \leq 66$ cm

$$L = (g \times (n-1))$$

$$L = 30 \times (9-1) = 240$$
 cm

$$L = 2,4$$
 m

L'inclinaison de la paillasse

$$\text{Tg}\alpha = H' / L = (306 / 2) / 150$$

$$\alpha = 32,51^\circ$$

Lp largeur de la paillasse

$$Lp = H' / \sin \alpha = (3,06 / 2) / \sin 32,51 = 2.85$$
 m

L'épaisseur de la paillasse

$$L / 30 \leq e \leq L / 20$$

$$2.85 / 30 \leq e \leq 2.85 / 20$$

$$9.5 \leq e \leq 14.25$$
 cm

Donc en adopte $e = 15$ cm

2.5.1. Les chargées escaliers:

Tableau 2.8: les charges permanentes et exploitation du palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (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	3.75
Enduit en plâtre	2	10	0,2
La charge permanente $G=5.15$ (KN/m ²) La charge exploitation $Q =2.5$ (KN/M ²)			

Tableau 2.9: les charges permanentes et exploitation du paillasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (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	3,74
Paillasse	15	25	3.75
Enduit en ciment	2	20	0,4
Garde-corps	/	/	0,2
La charge permanente $G=9.29$ (KN/m ²) La charge exploitation $Q =2.5$ (KN/M ²)			

2.6. Acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

$$S = [(0.12 \cdot 0.60) + (0.05 \cdot 0.12)/2 + (0.12 \cdot 0.07)]$$

$$S = 0.0834 \text{ m}^2$$

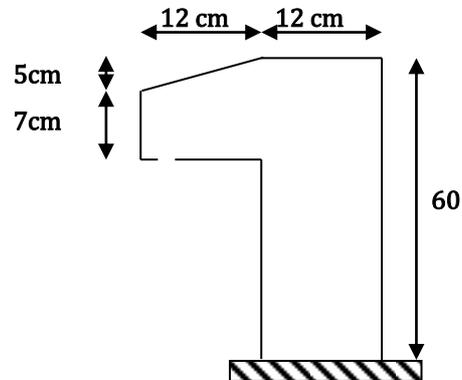


Figure 1.9: Acrotère.

2.7. Charges au niveau des murs :

2.7.1. mur extérieur :

Tableau 2.10: Charge permanente du mur extérieur

Matériaux	Épaisseur (m)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Enduit extérieur	0.02	20	0.40
Brique creuse	0.10	9	0.90
L'âme de l'aire	5	/	/
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit emplâtre	0.02	10	0.20
G = 2.40 kN/ m ²			

2.7 2. Mur intérieur

Tableau 2.11: Charge permanente du mur intérieur.

Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Briques creuses	0.10	9	0.90
Revêtement de ciment	0.02	20	0.40
$G = 1.50 \text{ kN/m}^2$			

Chapitre 3

Calcul des éléments secondaires

3.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont :

- L'acrotère ;
- Balcon ;
- Les escaliers et la poutre palière ;
- Les planchers.

3.2. ACROTÈRE

3.2.1. Définition

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute et, de plus, participe dans le déversement des eaux pluviales de la structure.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher-terrasse ; son ferrailage est calculé sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre G et à la poussée Q due à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

3.2.2 Schéma statique

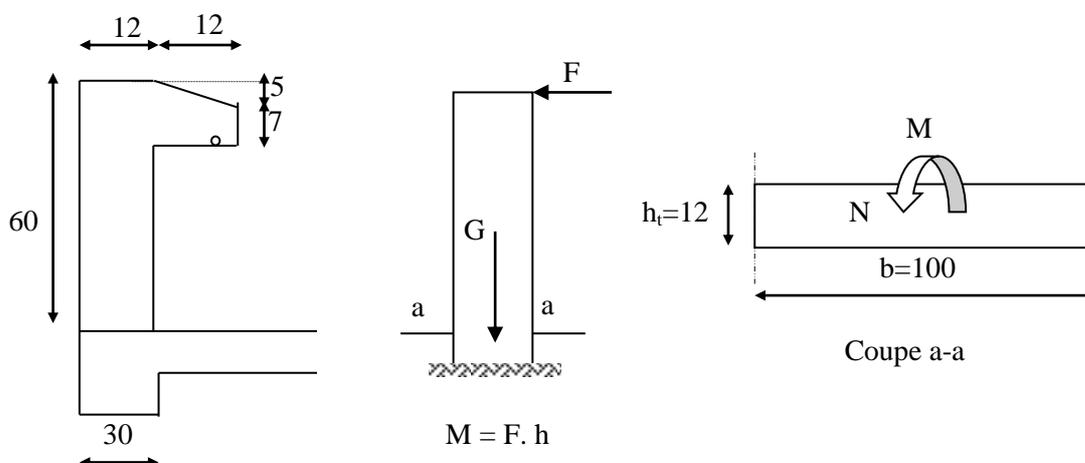


Figure 3.10: Schéma statique de l'acrotère

3.2.3 Hypothèse de calcul

- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml de largeur ;
- Fissuration nuisible (préjudiciable) ;
- Le calcul se fait à la flexion composée.

3.2.4 Calcul des sollicitations

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1ml$

$\rho = 25 \text{KN/ml}$,

$$G = 25 \times [(0,12 \times 0,6) + (0,12 \times 0,07) + (0,12 \times 0,05)/2] \Rightarrow W_p = 2,09 \text{ KN./ml.}$$

Enduit de ciment :

$$G = (0,6 + 0,12 + 0,48 + 0,13 + 0,07 + 0,12) \times 0,02 \times 20 = 0,61 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{acrotère}} = G_{\text{béton}} + G_{\text{enduit}} = 2,09 + 0,61$$

$$G_{\text{acrotère}} = 2,7 \text{ KN/ml}$$

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

La force sismique : (RPA Art 6.2.3)

F_p : Donnée selon le RPA99 : $F_p = 4.A.C_p.W_p$. Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone donné dans le tableau 4.1 du **RPA99**

Zone III Groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0,2$.

C_p : Facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 du **RPA99** : $C_p = 0,8$.

W_p : Poids de l'acrotère $W_p = 2,7 \text{ KN}$.

$$\text{D'où } F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 2,7 = 1,73 \text{ KN.}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par

$$Q = \max \{1 ; 1,73\} \Rightarrow Q = 1,73 \text{ kN/ml.N}$$

3.2.5. Combinaison des charges

A P'ELU :

La combinaison de charges est : **1.35G+1.5Q**

Effort normal de compression :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 2,7 = 3,65 \text{ KN}$$

Moment de renversement :

$$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 1,5 \times 1,73 \times 0,6 = 1,56 \text{ KN.m}$$

A P'ELS :

La combinaison de charges considère les charges : **G et Q**

Effort normal de compression :

$$N_S = N_G + N_Q = 1 \times 2,7 = 2,7 \text{ KN}$$

Moment de renversement :

$$M_S = M_G + M_Q = 1,73 \times 0,6 = 1,04 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts internes (M, N, T)

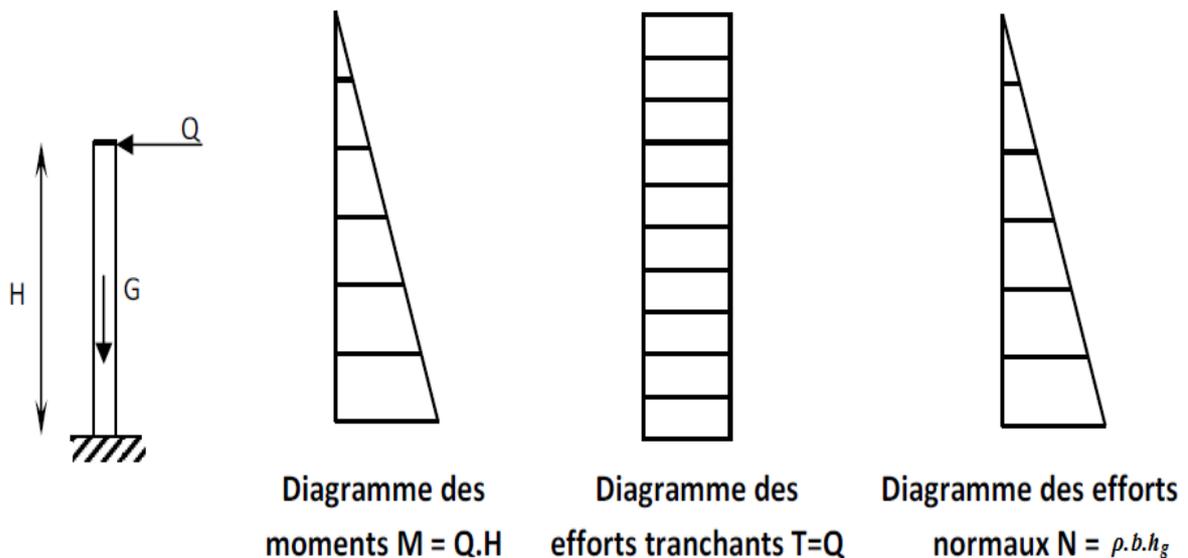
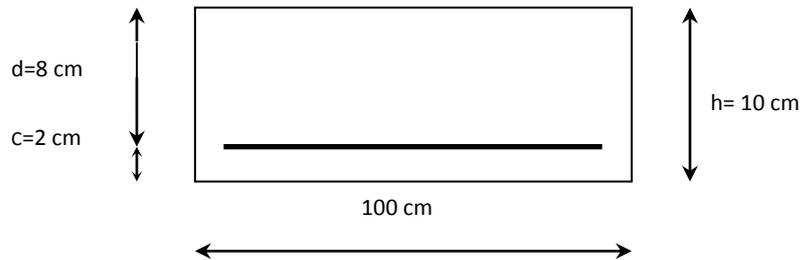


Figure 3.11: Différents efforts internes sollicitant l'acrotère

3.2.6 Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné pour un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section $(b \times h)$ cm² soumise à la flexion composée.



- Calcul des armatures à L'ELU

Position du centre de pression

Calcul d'excentricité

$$e_u = M_u / N_u = 1.56 / 3.65$$

$$e_u = 43 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{12}{2} - 2 = 4 \text{ cm}$$

⇒ La $\frac{h}{2} - C < e_u$ rtiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f . Puis, le calcul ramène à la flexion composée.

⇒ 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 des armatures tendues

$$e_a = e_u + d - h / 2 = 43 + 10.8 - 12 / 2 = 47.8 \text{ cm}$$

$$\text{avec } d = 0.9 \times 12 = 10.8 \text{ cm}$$

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times e_a = 3,65 \times 0,478 = 1,74 \text{ KN.m}$$

Armatures en flexion simple :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,2} = 0,0105$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{1,74}{1,04} = 1,65$$

$$\mu_{lu} = [3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \times 10^{-4} = 0,385$$

$$\mu_u = 0,0105 < \mu_{lu} = 0,385 \quad \text{Pas d'armature comprimée } A' = 0$$

$$\mu_u = 0,0105 < 0,275 \quad \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,108 (1 - 0,6 \times 0,0105) = 0,107 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1,74 \times 10^{-3}}{0,107 \times 348} = 0,47 \text{ cm}^2. \text{ Avec : } f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0,47 - \frac{3,65}{348} = 0,46 \text{ cm}^2.$$

3.2.7. Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,304 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 1,304 \text{ cm}^2 > A_s = 0,46 \text{ cm}^2, \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

Par conséquent nous prenons :

$$A_s = A_{\min} = 1,304 \text{ cm}^2$$

Soit : On adopte **4 HA8** d'où $A_s = 2,01$ avec un espacement **St=25cm**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ avec un espacement : $St=25\text{cm}$

Vérification de l'adhérence des barres : (Art 6.1, 3/ BAEL91)

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \text{ Avec : } \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement pour l'acier de haute adhérence $\psi_s = 1,5$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,053 \text{ cm.}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,73 \times 10^3}{0,9 \times 0,108 \times 0,10053} = 0,177 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \quad \longrightarrow \text{La section est vérifiée}$$

Vérification au cisaillement (Art 3.2 /BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u Contrainte de cisaillement.

$$V_u = 1,5Q = 1,73 \times 1,5 = 2,595 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2,595 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108} = 0,024 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.8. Vérification des contraintes à L'ELS

➤ Dans le béton

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + d'A') = 0 \implies Y = 2.26 \text{ cm}$$

Calcul du Moment d'inertie I

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] I = 2719,72 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1,04 \times 10^{-3}}{2719,72 \times 10^{-8}} = 38,23 \text{ MN/m}^3$$

On doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times Y = 36,9 \times 0,0226 = 0,836 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Dans acier

L'acrotère est exposé aux intempéries ; ainsi, la fissuration est prise comme préjudiciable

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201.63 \text{ (MPa).}$$

Avec : $n=15$ pour **HR**

$$\sigma_{st} = n k (d-y)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 38,23 (0,108 - 0,0226)$$

$$\sigma_{st} = 48,97 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'écartement des barres

a) Armatures verticales

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 30 \text{ cm.} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Armatures de répartition

$$S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$S_t = 25\text{cm} < 40\text{cm}$ Condition vérifiée.

12cm12cm

4T8

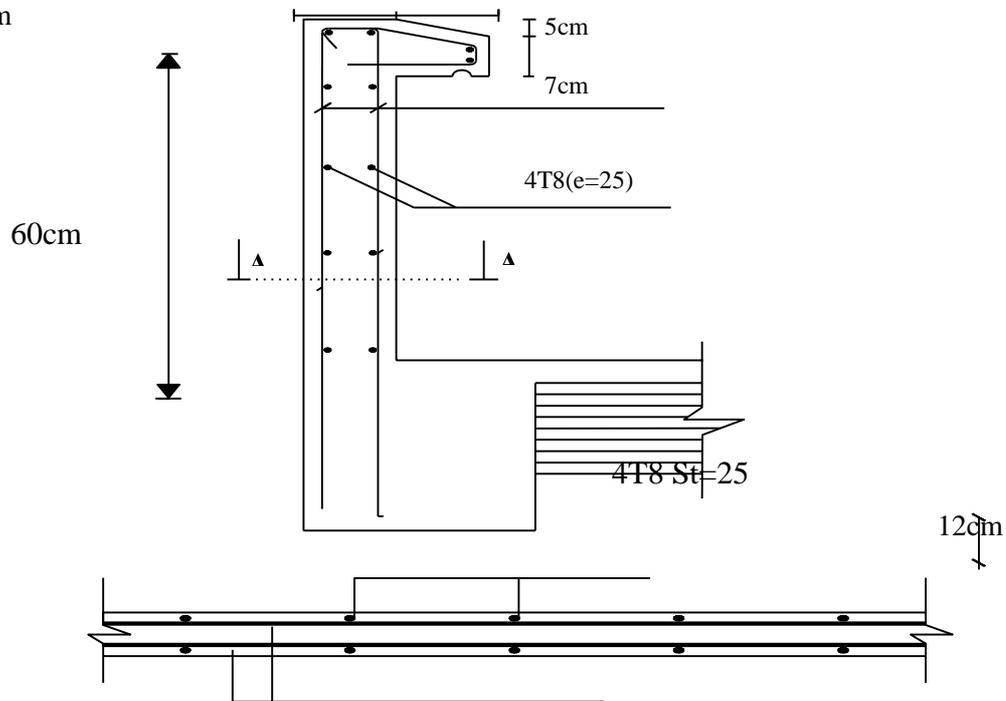


Figure 3.12: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

3.3. Balcon

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastrée à son extrémité. Par ailleurs, il est également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

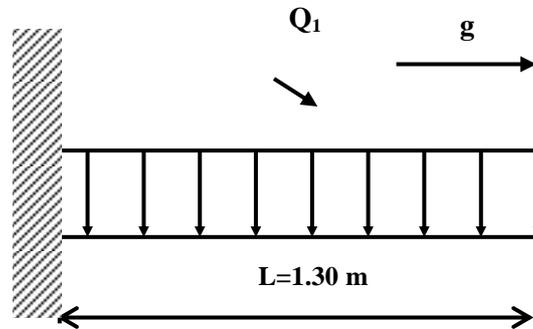


Figure 3.13: Schéma statique du balcon.

3.3.1. Détermination des efforts

- Epaisseur de la dalle $e = 15$ cm.
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - charges permanentes : $G_1 = 5.35$ KN/ m^2 .
 - surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5$ KN/ m^2 .
 - charges de garde-corps : $G_2 = 1.23$ KN/ m^2 .
 - surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1$ KN/ m^2 .

3.3.2. Calcul des sollicitations

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

a) Combinaisons des charges à l'ELU

$$q_{u1} = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1.35 \times 1.23 + 1.5 \times 1 = 3.16 \text{ KN/ml}$$

b) Combinaisons des charges à l'ELS

c)

$$q_s = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1.23 \times 1 + 1 \times 1 = 2.23 \text{ KN/ml}$$

3.3.3. Les moments et les efforts

A P'ELU :

$$M_u = (q_{u1} \times \frac{L^2}{2}) + (q_{u2} \times L) = (12,47 \times 0,845) + (3,16 \times 1,3) = 14,65 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_{u1} \times L) + q_{u2} = (14,16 \times 1,7) + 3,6 = 19,37 \text{ KN}$$

A P'ELS :

$$M_s = (q_{s1} \times \frac{L^2}{2}) + (q_{s2} \times L) = (8,85 \times 0,845) + (2,23 \times 1,3) = 10,38 \text{ KN.m}$$

$$V_s = (q_{s1} \times L) + q_{s2} = (8,85 \times 1,3) + 2,23 = 13,74 \text{ KN}$$

3.3.4. Ferrailage de balcon

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est préjudiciable, avec une section de **1.00m** de largeur et de 15cm d'épaisseur.

$$B=100\text{cm} \quad h=15\text{cm} \quad d=0,9*15=13,5$$

a) Armatures principales

$$M_u = 14,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{14,65 * 10^{-3}}{1 * (0,135^2) * 14,2} = 0,056$$

$$Y = M_u / M_{ser} = 14,65 / 10,38 = 1,41$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,41) + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,31$$

$$\mu_{lu} = 0,3$$

D'où:

$$\mu_{bu} = 0,068 < \mu_{lu} = 0,3 \quad \text{Alors} \quad A' = 0 \quad \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 13(1 - 0,6 \times 0,056) = 13,04 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b * f_{ed}} = \frac{14,65 * 10^{-3}}{0,1304 * 348} = 3,23 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte } 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad St = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures de repartition

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A_t = 5 \text{ HA } 10 = 3,92 \text{ cm}^2 \text{ avec: } St = 15 \text{ cm.}$$

3.3.5. Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times F_t}{F_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0,135 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_1 = 5,65 \text{ cm}^2$... Condition Vérifiée.

$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_t = 3,92 \text{ cm}^2$... Condition Vérifiée.

Vérifications des espacements des barres

a) Armatures longitudinales :

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

$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$... Condition Vérifiée.

b) Armatures de répartition

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

$St = 15\text{cm} < 45\text{cm}$... Condition Vérifiée.

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

$V_u \text{ max} = 19,37 \text{ KN}$

$\tau_u = T_u / b_o * d = 19,37 \times 10^{-3} / 1 \times 0,135 = 0,14 \text{ MPa}$.

$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} (\gamma_b = 1,5)$

$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} > \tau_u = 0,14 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée.

Vérification de la contrainte d'adhérence

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$V_u = 19,37 \text{ KN}$

$$\tau_{se} = \frac{v_{u \text{ max}}}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{19,37 \times 10^3}{0.9 \times 13,5 \times 188,4} = 0,84$$

$5 * 12 * 3,14 = 188,4 \text{ cm}$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$\tau_{SE} = 0,84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{SE} = 3,15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

Ainsi, pas de risque de cisaillement.

3.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS

Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + d'A') = 0 \implies Y = 4,01 \text{ cm}$$

Calcul du Moment d'inertie I

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad I = 9781,96 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10,38 \times 10^{-3}}{9781,96 \times 10^{-8}} = 106,05 \text{ MN/m}^3$$

On doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = K \times Y = 106,05 \times 0,0401 = 4,25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201,63 \text{ (MPa)}. \quad \text{avec :}$$

$$\sigma_s = n k (d - y) = 15 \times 106,05 (0,135 - 0,0401) = 150,9 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 153,9 \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA} \quad \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

Vérification de la flèche

D'après le B.A.E.L 91 si les trois conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A}{Bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00418 < 0,0105 \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,1 \geq \frac{MS}{10MU} = 0,0708 \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

2xT12e=20

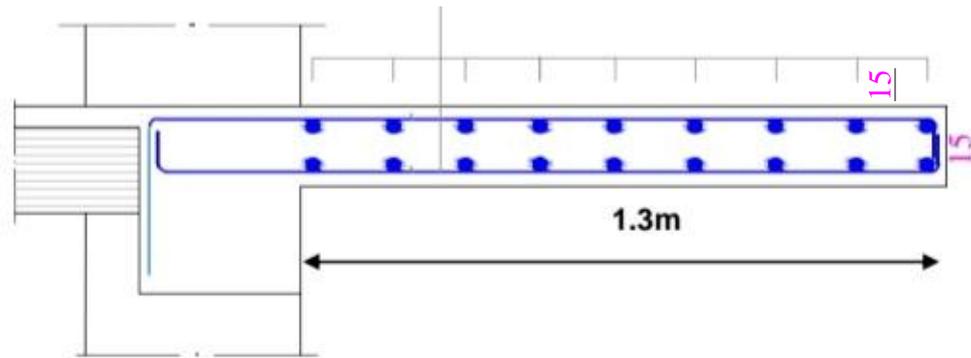


Figure 3.14 :Schéma de ferrailage de balcon

3.4. Calcul des escaliers

L'escalier est un ouvrage en béton armé coulé sur place constitué d'une succession régulière des plans horizontaux qui permettent l'accès aux différents niveaux.

3.4.1. Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'embranchement, en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

Tableau 3.12: Evaluation des charges

Les charges	La paillasse	Le palier
Charge permanente (kN/ml)	$G_1 = 9,29$	$G_2 = 5,15$
surcharge d'exploitation (kN/ml)	$Q = 2,5$	$Q = 2,5$

3.4.2. Combinaisons des charges

A L'ELU

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

A L'ELS

$$Q_s = G + Q$$

Tableau 3.13: Combinaisons des charges.

Eléments	ELU	ELS
Paillasse	$Q_{u1} = 16,9 \text{ KN/ml}$	$Q_{s1} = 11,97 \text{ KN/ml}$
Palier	$Q_{u2} = 10,7 \text{ KN/ml}$	$Q_{s2} = 7,6 \text{ KN/ml}$

3.4.3. Schéma statique de calcul

1) ELU

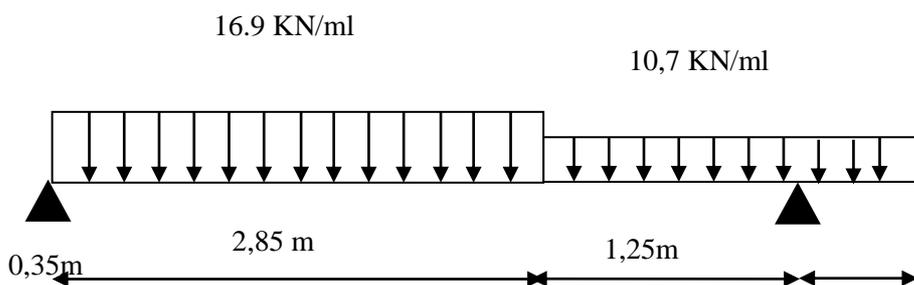


Figure 3.15: Schéma statique de calcul et cas de chargement à ELU

2) ELS

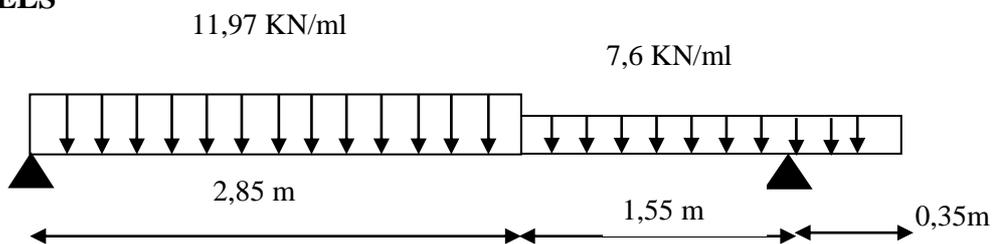


Figure 3.7 : Schéma statique de calcul et cas de chargement à ELS

3.4.4. Réactions aux appuis

ELU : $R_A = 28.98 \text{ KN}$

$R_B = 28.14 \text{ KN}$

ELS: $R_A = 20,255 \text{ KN}$

$R_B = 19,821 \text{ KN}$

❖ Les résultats de calcul du moment et de l'effort tranchant sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **ELU**

Tableau 3.14 : Efforts tranchants et moments fléchissants à ELU.

Tronçon	X(m)	T_Y (KN)	M_Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	0	28,98	0
	2,4	-11,58	20,88
$2,4 \leq x \leq 3,6$	2,4	-11,58	20,88
	3,6	-24,4	-0,655
$3,6 \leq x \leq 3,95$	3,6	3,745	-0,665
	3,95	0	0

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \longrightarrow -16,9x + 28,9 = 0 \longrightarrow x = 1,71 \text{ m.}$$

Donc

$$M_z^{\max} = -16,9 \frac{(1,71)^2}{2} + 28,98(1,71) = 24,85 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max} = 24,85 \text{ KN.m}$$

➤ ELS

Tableau 3.15 : Efforts tranchants et moments fléchissants à ELS

Tronçon	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,4	0	20,26	0
	2,4	-8,04	14,66
2,4 ≤ x ≤ 3,6	2,4	-8,04	14,66
	3,6	-17,16	-0,464
3,6 ≤ x ≤ 3,95	3,6	2,66	-0,464
	3,95	0	0

$M_z^{\max} = 17.4 \text{ KN.m}$

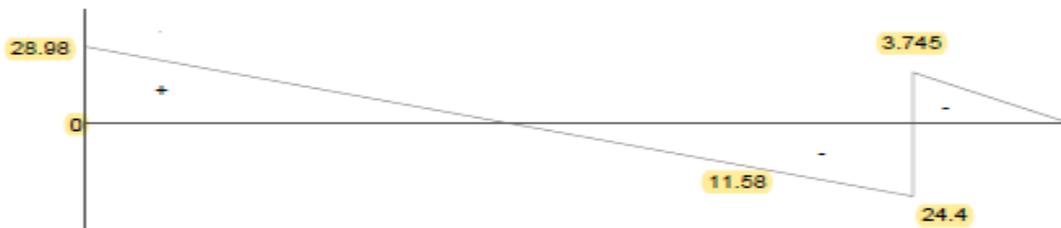


Figure 3.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

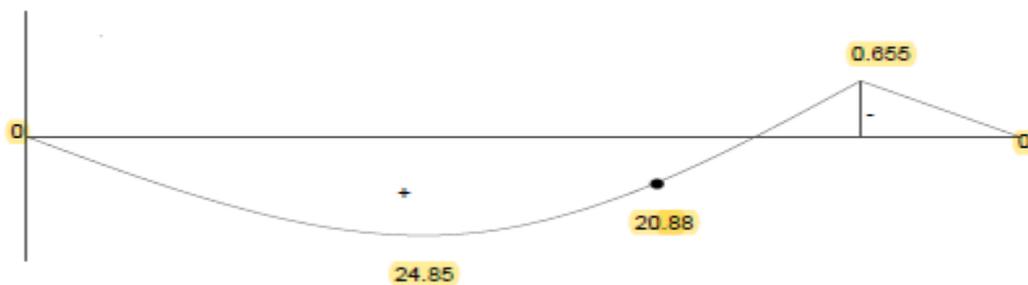


Figure3.9: Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

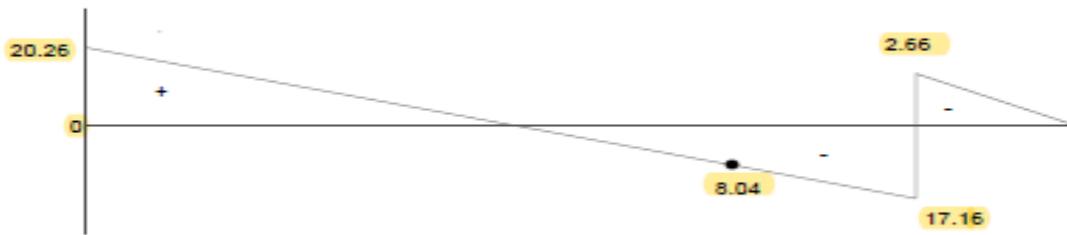


Figure 3.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

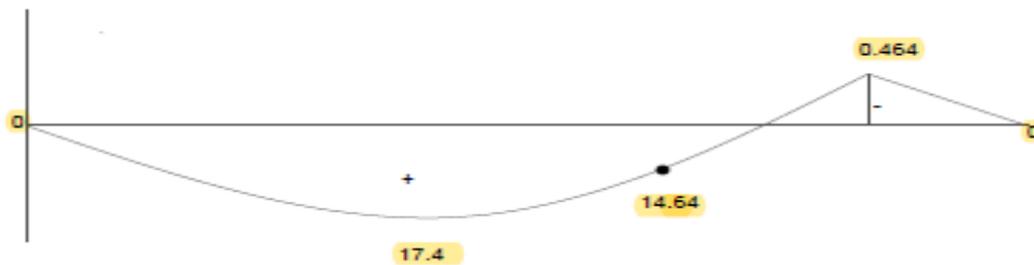


Figure 3.10 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

❖ Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

à ELU

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_Z^{\max} = -0,3 \times 24,85 = -7,46 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0,85 \times M_Z^{\max} = 0,85 \times 24,85 = 21,12 \text{ KN.m}$

à ELS

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_Z^{\max} = -0,3 \times 17,4 = -5,22 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0,85 \times M_Z^{\max} = 0,85 \times 17,4 = 14,96 \text{ KN.m}$

3.4.6. 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.

1) Armatures longitudinales

✓ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{21,12 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,2} = 0,082$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21,12}{14,96} = 1,41$$

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

$$\mu_{lu} = 0,302$$

D'où:

$$\mu_{bu} = 0,082 < \mu_{lu} = 0,302 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas des armatures comprimées.}$$

$$\mu_{bu} = 0,082 < 0,275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5 (1 - 0,6 \cdot 0,082) = 12,84 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{Mt}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{21,12 \cdot 10^{-3}}{0,1284 \cdot 348} = 4,73 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_t = 5HA14 = 7,7 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 20 \text{ cm.}$$

✓ En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7,46 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,2} = 0,029$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7,46}{5,22} = 1,43$$

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

$$\mu_{lu} = 0,309$$

$$\mu_{bu} = 0,029 < \mu_{lu} = 0,309 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas des armatures comprimées.}$$

$$\mu_{bu} = 0,029 < 0,275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5 (1 - 0,6 \cdot 0,042) = 13,27 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{Ma}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{7,46 \cdot 10^{-3}}{0,1327 \cdot 348} = 1,62 \text{ cm}^2.$$

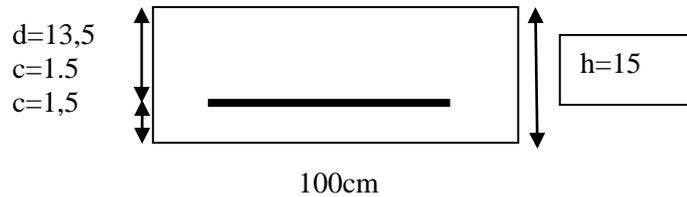
Soit :

$$A_a = 5HA 10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 20 \text{ cm.}$$

2) Armatures de répartition

$$\text{Travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 20 \text{ cm.}$$



$$\text{Appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 8 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

3.4.7. Vérification à l'ELU

✓ Condition de non fragilité

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

$$A_t = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

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

a) Armatures longitudinales

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

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

b) Armatures de répartitions

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

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

$T_{U_{\max}} = 28,98 \text{ KN}$; donc il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{28,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,215 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,215 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

a) Influence sur le béton (BAEL 91 Art A.5.1.3.21)

$$\text{On doit avoir que : } V_u \leq 0,4 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b * a \quad a = 0,9d \text{ (longueur de l'appui)}$$

$$V_u = 28,98 \text{ KN} \quad a = 12,15 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,135 \times 0,9 = 810 \text{ KN}$$

$$V_u = 28,98 \text{ KN} \leq 810 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Influence sur l'acier

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times 10}{400} \left[28,98 + \frac{7,46}{0,9 \times 0,135} \right] = 2,60 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > 2,60 \text{ cm}^2 \dots$ Condition Vérifier.

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

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

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

$$\sum U_i = \sum n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,71 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,98 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 15,71} = 1,52 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots$$
Condition Vérifier.

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

3.4.7. Vérification à l'ELS

✓ **Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a :

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A') y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.16: Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

	$M_{aser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	y (cm)	I (cm ⁴)	K (MN/m ³)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc}$
Travée	14,96	7,7	4,43	12399,54	120,65	5,34	Vérifiée
Appui	5,22	3,93	3,44	7322,87	71,28	2,45	Vérifiée

✓ **Contrainte de compression dans l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

- **En travées**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{14,96 \times 10^{-3}}{12399,54 \times 10^{-8}} (13,5 - 4,43) \times 10^{-2} = 164,14 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- **En appuis**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{5,22 \times 10^{-3}}{7322,87 \times 10^{-8}} (13,5 - 3,44) \times 10^{-2} = 107,56 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Vérification de la flèche

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{3,95} = 0,038 < 0,0625 \rightarrow \text{Condition Non Vérifier}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0,038 < \frac{1}{10} \times \frac{14,96}{17,4} = 0,085 \rightarrow \text{Condition Non Vérifiée}$$

$$3) \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{7,7}{100 \cdot 13} = 0,006 < 0,0105 \text{ Condition Vérifiée}$$

La 1^{er} et la 2^{em} condition ne sont pas vérifiées, Alors on va doit faire vérification de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

P = max (palier ; volée) = (7,6 KN/ml ; 11,79 KN/ml) = 11,79 KN/ml.

E_{ij}: Module de Young du béton armé = 32164.2 MPa

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S_{/xx} : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B₀ : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A = 100 \times 15 + 15 \times 737 = 1615.5 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d$$

$$S_{/xx} = (100 \times 15^2) / 2 + 15(7.7 \times 13) = 12809.25 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = S_{/xx} / B_0 = 12809.5 / 1615.5 = 7.93 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.9 = 7,07 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} [V1^3 + V2^3] + 15[A(V2 - C)^2] = \frac{100}{3} (7,93^3 + 7,07^3) + 15[7,91(7,07 - 105)^2]$$

$$I = 32839,33 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 11,79 \times 3,95^4 \times 10^{-3}}{384 \times 32839,33 \times 32164,2 \times 10^{-8}} = 0,0035 \text{ m} = 0,35 \text{ cm}$$

On a :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$f = 0,49 \text{ cm} < \bar{f} = 0,86 \text{ cm}$Condition vérifiée.

3.5 Etude de la poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (b x h) et chargée uniformément. Son calcul se fait à la flexion simple ; elle est supposée semi-encastée à ses deux extrémités par les poteaux.

$$L = 355 \text{ cm} \quad 23,6 \text{ cm} \leq h \leq 35,5 \text{ cm} \quad h : \text{ hauteur de la poutre}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \text{avec : } b : \text{ largeur de la poutre}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7 h \quad L : \text{ longueur de la poutre}$$

$$\text{D'où: } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4$$

Donc on choisit une section de la poutre palière $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

3.5.1. Détermination des charges

La poutre palière sera sollicitée par :

- Poids propre : $PP = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,63 \text{ KN/ml}$
- Poids = 5,15 KN/ml
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

$$\text{Donc : } G = 7,78 \text{ KN/ml}$$

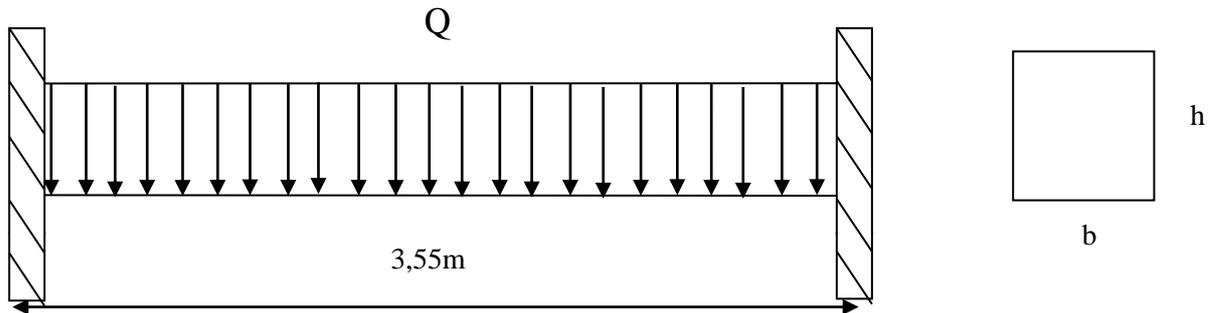
$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction de palier : } \text{ELU : } R_A = R_B = 19 \text{ KN} \quad / \quad \text{ELS : } R_A = R_B = 13,6 \text{ KN}$$

3.5.2. Combinaison à considérer

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35G + 1,5Q + R_B = 33,253 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_s = G + Q + R_B = 23,9 \text{ KN/ml}$$



1) à l'ELU

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = (Q_u \times l) / 2 = (33,253 \times 3,55) / 2 = 59,02 \text{ KN}$

• **Figure 3.162: Schéma statique de la poutre palière.**

Pour tenir compte de semi-encastrement :

$$\begin{cases} M_a = -0,3M_0 = -15,72 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,85M_0 = 44,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) à l'ELS

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = (Q_s \times l) / 2 = (23,9 \times 3,55) / 2 = 42,42 \text{ KN}$
- Moment : $M_0 = Q_u \times l^2 / 8 = (23,9 \times 3,55^2) / 8 = 37,65 \text{ KN.m}$

Pour tenir compte de semi-encastrement :

$$\begin{cases} M_a = -0,3M_0 = -11,295 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,85M_0 = 32,002 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3.5.3. Calcul de ferrailage à ELU

1) Armatures longitudinales

✓ En travées

$$d = 0,9h \quad 0,9 \times 35 = 31,5$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{44,54 * 10^{-3}}{0,3 * 0,315^2 * 14,2} = 0,112$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \left(\frac{44,54}{32,002} \right) + 49 * 25 - 3050 \right] * 10^{-4} = 0,29$$

On a : $\mu_{bu} = 0,112 < \mu_{lu} = 0,29 \rightarrow A' = 0$ pas d'armatures comprimées.

$\mu_{bu} < 0,275 \rightarrow$ Méthode simplifiée.

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 31,5[1 - 0,6 * 0,112] = 29,38 \text{ cm}^2 A_t = \frac{M_t}{Z_b * f_{ed}} = \frac{45,54 * 10^{-3}}{0,2938 * 348} = 4,45 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9,24 cm².

✓ **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{15,72 * 10^{-3}}{0,3 * 0,315^2 * 14,2} = 0,037$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \left(\frac{15,72}{11,295} \right) + 49 * 25 - 3050 \right] * 10^{-4} = 0,29$$

On a : $\mu_{bu} = 0,037 < \mu_{lu} = 0,29 \rightarrow A' = 0$ pas d'armatures comprimées.

$\mu_{bu} < 0,275 \rightarrow$ Méthode simplifiée.

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 31,5[1 - 0,6 * 0,037] = 30,8 \text{ cm}^2 A_a = \frac{M_a}{Z_b * f_{ed}} = \frac{15,72 * 10^{-3}}{0,308 * 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA 12 = 3,39 cm².

✓ Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3,39 + 7,91 = 11,3 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 * 30 * 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ OK.}$$

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$11,30 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 * 30 * 35}{100} = 42 \text{ cm}^2$$

2) Armatures de répartition

Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_l \\ \frac{h}{23} \\ \frac{b}{10} \end{array} \right\} \gg \left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \\ 30 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ On choisit : } \phi_8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres

✓ A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respecter les conditions suivantes :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} (28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}$$

✓ A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right)$ en prend : $S_t = 8,75\text{cm}$

En zone courante : $S_t < \frac{h}{4} = 17,5\text{cm}$ en prend : $S_t = 15\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

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

-Zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

3.5.5. Vérification à l'ELU

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 30 \cdot 31,5 \cdot 2,1}{400} = 1,141\text{cm}^2$$

En travée : $A_t = 8,01\text{ cm}^2 > 1,141 \dots$ vérifiée.

En appuis : $A_a = 3,39\text{ cm}^2 > 1,141 \dots$ vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33\text{ MPa} \\ 5\text{ MPa} \end{cases}$$

On a : $V_u = 59,02\text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{59,02 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,315} = 0,62\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'adhérence d'appui :**

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

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

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 3\pi \cdot 1,2 = 11,31\text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{59,02}{0,9 \cdot 0,33 \cdot 11,31} = 1,84\text{ MPa} < 3,15\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

3.5.6. Vérification à l'ELS

✓ **Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1 \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

On a :

$$\frac{bY_1^2}{2} + n(A + A')Y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$\frac{bY_1^3}{2} + nA(d - Y_1) - n(Y_1 - d) = 0$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Tableau 3.17: Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$K(\text{MN/m}^3)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	32,002	8,01	12,37	62897,91	50,88	6,29	Vérifiée
Appui	11,295	3,39	9,33	37096,11	34,44	2,84	Vérifiée

✓ Vérification des contraintes dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

✓ En travée :

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

$$\sigma_s = 15 \frac{32,002 \cdot 10^{-3}}{62897,91 \cdot 10^{-8}} (31,5 - 12,37) \cdot 10^{-2} = 145,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{C Vérifiée.}$$

✓ En appui :

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

$$\sigma_s = 15 \frac{11,295 \cdot 10^{-3}}{37096,11 \cdot 10^{-8}} (31,5 - 9,33) \cdot 10^{-2} = 101,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{C Vérifiée.}$$

✓ Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1)

Pour se dispenser de calcul de la flèche il faut vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{355} = 0,09 > 0,0625 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0,09 > 0,085 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$
- $\frac{A_t}{b \cdot d} = 0,008 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$

3.6. Calculs des planchers

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher est un élément plan horizontal à corps creux et d'épaisseur (16+4).

3.6.1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué de :

-Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.

-Remplissage en corps creux : sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.

-une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur ; elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites

3.6.2. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place ; elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis-soudé de nuance (TLA 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures

Calcul des armatures

L_a : Longueur de l'hourdis

L : Entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$)

➤ Armatures \perp aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures // aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{mL}$; $s_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis-soudé (TLE520) de dimension $(5 \times 200 \times 5 \times 200) \text{ mm}^2$.

3.6.3. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre semi-encastree aux poutres de rives.

- Dimensionnement des poutrelles : vérifier le schéma pour b_0 et h_0 et d

On a: $h = 20\text{cm}$; avec $h_0 = 4\text{ cm}$;

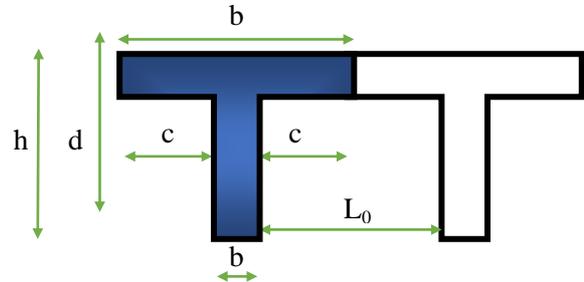
$d=20\text{cm}$.

On a: $b_0 = 12\text{ cm}$; $b=65\text{ cm}$

$c = (b-b_0) / 2 = 26.5\text{ cm}$

- Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :



- ❖ avant coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression.

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation cités

- ❖ Charges et surcharges :

- ♦ Charge permanente :

Poids propre de la poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$$G_{CC} = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } G = 0.62 + 0.12 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- ♦ Charge d'exploitation :

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

- ♦ Combinaison des charges :

- à L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- à L'ELS :

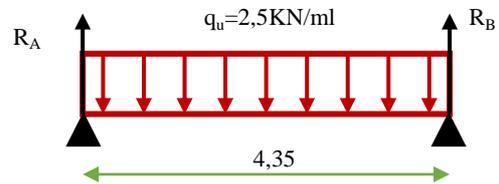
$$q_s = G + Q = 0.74 + 1 = 1.74 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_s = 1.74 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments max en travées :

➤ à L'ELU :

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 * 4,35^2}{8} = 5,91 \text{ KN.m}$$

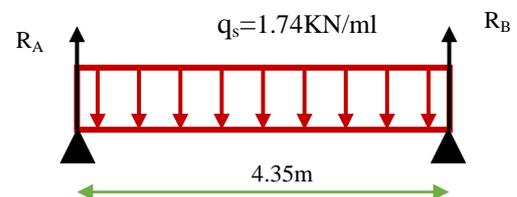
$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 * 4,35}{2} = 5,44 \text{ KN}$$



➤ à L'ELS :

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1,74 * 4,35^2}{8} = 4,11 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1,74 * 4,35}{2} = 3,8 \text{ KN}$$



• La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peu nuisible (Fissuration peu préjudiciable).

$d = 0,9xh = 18\text{cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $M_u = 7,04\text{KN.m}$; $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$; $b_0 = 12\text{cm}$;

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_u} \mu_{bu} = 0,02 \quad \gamma = \frac{5,91}{4,11} = 1,43$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 0,31$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow 0,02 < 0,31 \Rightarrow$ La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

Donc les armatures comprimées sont nécessaires. A cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

2^{ième} étape : après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

❖ Charge et surcharge et combinaison de charge :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35g + 1.5q$$

$$\text{ELS} : q_u = g + q$$

$$\text{Avec : } g = 0.65G$$

$$q = 0.65Q$$

Tableau 3.18: Charge et surcharge et combinaison de charge.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g=0.65G (KN/m)	q=0.65Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.33	1.00	4.114	0.65	6.53	4.76
RDC+ les étages courants	5.22	1.50	3.393	0.975	6.04	4.37

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable est le cas de terrasse : $q_u = 6.53 \text{ KN/m}$; $q_s = 4.76 \text{ KN/m}$

Donc on prend : $G = 6.33 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

Méthode de calcul

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

1-la méthode forfaitaire.

2-la méthode de Caquot.

a) Méthode forfaitaire

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

➤ Conditions d'applications

$$1. \begin{cases} Q < 2G \\ \delta u \\ Q < 5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

2. Le moment d'inertie est le même pour toutes les travées.

$$3. \text{ Les portées successives sont : } \begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4. Fissuration peu préjudiciable.

3.2) Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en

valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$
- M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.
- M_t le moment maximal en travée dans la travée considérée.
- L : longueur entre nus des appuis

Les valeurs M_w, M_e, M_t doivent respecter les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \{ 1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.2 M_0$ pour les appuis de rive.

3.3) Calcul des coefficients

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} \quad \alpha = \frac{1.63}{1.63+3.38} = 0.3$$

Tableau 3.19: Les coefficients des planchers de l'étage courant et de la terrasse.

		TRAVÉE INTERMEDIAIRE	TRAVÉE DERIVE
α	$1+0.3\alpha$	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1.2 + 0.3\alpha)/2$
0.136	1.041	0.52	0.63

Calcul à L'ELU**1) calcul des moments isostatiques**

Travée A :

$$M_{01} = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{6,53 \times (4,2)^2}{8} = 14,4 \text{ KN.m}$$

Travée b :

$$M_{02} = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{6,53 \times (4,35)^2}{8} = 15,46 \text{ KN.m}$$

Travée c :

$$M_{03} = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{6,53 \times (4,35)^2}{8} = 15,46 \text{ KN.m}$$

Travée d :

$$M_{04} = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{6,53 \times (4,2)^2}{8} = 14,4 \text{ KN.m}$$

2) Moments sur appuis

$$M_{\text{Appui}} = \beta \times M_0^{\text{max}}$$

$$M_A = 0,2 M_{01} = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5(M_{01}, M_{02}) = 0,5 \times 21,90 = 7,73 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4(M_{02}, M_{03}) = 0,4 \times 21,90 = 6,18 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5(M_{03}, M_{04}) = 0,5 \times 21,90 = 7,73 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2 \times M_{04} = 0,2 \times 21,47 = 2,88 \text{ kN.}$$

3) Calcul des moments en travée**➤ Travée de rive A – B**

$$M_{\text{tAB}} = \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \\ 1,05 M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \end{cases}$$

$$M_{\text{tAB}} = 1,05 \times 21,47 - \frac{2,88 + 7,73}{2}$$

$$M_{tAB} = 9,815 \text{ kN.m}$$

$$M_{tAB} \leq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{O1} = 0.63 \times 14,4 = 9,1 \text{ kN.m}$$

On prend: $M_{Tab} = 9,815 \text{ kN.m}$

➤ **Travée intermédiaire B – C**

$$M_{tBC} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) M_{O1} - \frac{M_B + M_C}{2} \\ 1,05 M_{O1} - \frac{M_B + M_C}{2} \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = 1,05 \times 15,46 - \frac{7,73 + 6,18}{2}$$

$$M_{tBC} = 9,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{O2} = 0.52 \times 15,46 = 8,04 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 9,28 \text{ kN.m}$

➤ **Travée intermédiaire C – D**

$$M_{tCD} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) M_{O1} - \frac{M_C + M_D}{2} \\ 1,05 M_{O1} - \frac{M_C + M_D}{2} \end{array} \right.$$

$$M_{tCD} = 1,05 \times 15,46 - \frac{7,73 + 6,18}{2}$$

$$M_{tCD} = 9,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{O2} = 0.52 \times 15,46 = 8,04 \text{ kN.m}$$

On prend: $M_{tBC} = 9,28 \text{ kN.m}$

➤ **Travée de rive D – E**

$$M_{tAB} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) M_{O1} - \frac{M_D + M_E}{2} \\ 1,05 M_{O1} - \frac{M_D + M_E}{2} \end{array} \right.$$

$$M_{tDE} = 1,05 \times 21,47 - \frac{2,88 + 7,73}{2}$$

$$M_{tDE} = 9,815 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} \leq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{O1} = 0.63 \times 14,4 = 9,1 \text{ kN.m}$$

On prend: $M_{Tab} = 9,815 \text{ kN.m}$

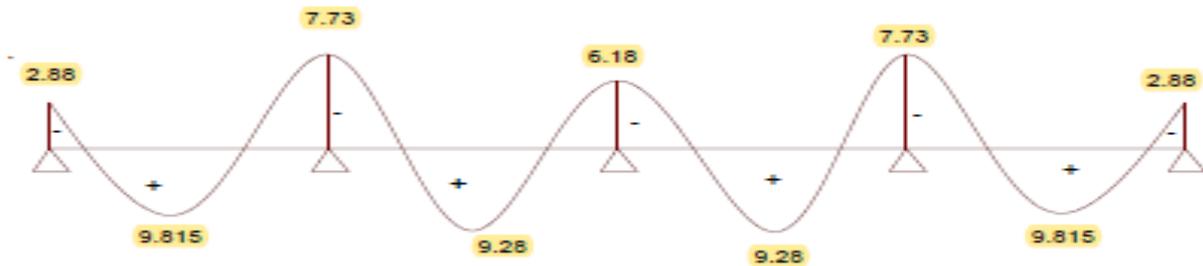


Figure3.13 : Diagramme du moment à l'ELU.

4) Calcul de l'effort tranchant

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

Avec : V_w, V_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui

Travée A–B

$$V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{6,53 \times 4,2}{2} + \frac{(-7,73) - (-2,88)}{4,2}$$

$$V_A = 12,56 \text{ kN}$$

$$V_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{6,53 \times 4,2}{2} + \frac{(-7,73) - (-2,88)}{4,2}$$

$$V_B = -14,86 \text{ kN}$$

Travée B – C

$$V_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{6,53 \times 4,35}{2} + \frac{(-6,18) - (-7,73)}{4,35}$$

$$V_B = 14,55 \text{ kN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_C = -\frac{6,53 \times 4,35}{2} + \frac{(-6,18) - (-7,73)}{4,35}$$

$$V_C = -13,85 \text{ kN}$$

Travée C – D :

$$V_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{6,53 \times 4,35}{2} + \frac{(-7,73) - (-6,18)}{4,35}$$

$$V_C = 13,85 \text{ kN}$$

$$V_D = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{6,53 \times 4,35}{2} + \frac{(-7,73) - (-6,18)}{4,35}$$

$$V_D = -14,86 \text{ kN}$$

Travée D – E

$$V_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{6,53 \times 4,2}{2} + \frac{(-2,88) - (-7,73)}{4,2}$$

$$V_D = 14,55 \text{ kN}$$

$$V_E = -\frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -\frac{6,53 \times 4,2}{2} + \frac{(-2,88) - (-7,73)}{4,2}$$

$$V_E = -12,56 \text{ kN}$$

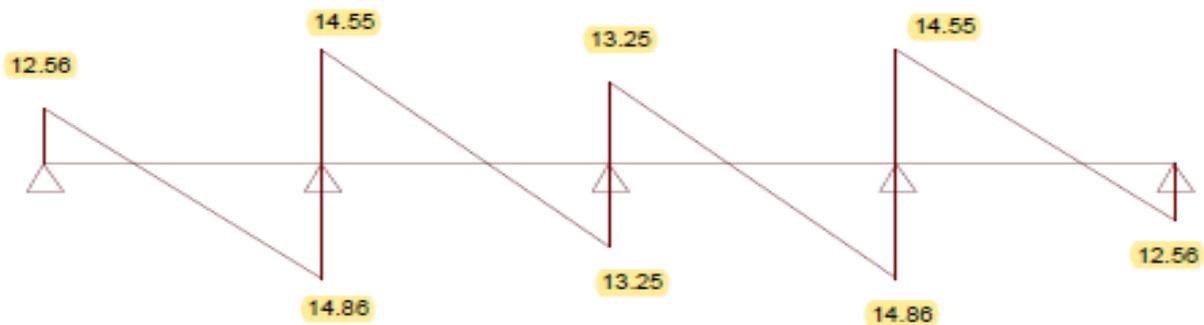


Figure 3.14 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

A) Armatures longitudinales

➤ en travée

$$M_t^{max} = 9,815 \text{ kN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left\{ d - \frac{h_0}{2} \right\} \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{max} = 9,815 \text{ kN.m} < M_t \quad \dots\dots\dots \quad \text{L'axe neutre est dans la table de compression ;}$$

La section se calcul comme une section rectangulaire de (65×20)

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,815 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,033$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = 1,371$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.283$$

$$\mu_{bu} \quad \mu_{lu} \Rightarrow A^{\epsilon} = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.033 < 0.275 \text{ Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 14,436 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{bd}} = \frac{9,815 \times 10^3}{14,436 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,96 \text{ cm}^2 \text{ on adopte: } \mathbf{3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2}$$

➤ En appuis

$$M_a^{max} = 10.95 \text{ kN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et hauteur $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,73 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18^2) \times 14.2} = 0.14$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{7,73}{5,63} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.29$$

$$\mu_{bu} \quad \mu_{lu} \Rightarrow A^{\epsilon} = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.18 < 0.275 \text{ Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 16,5 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_t}{Z_b f_{bd}} = \frac{7,73 \times 10^3}{16,5 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.34 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2}$$

Récapitulation

En travée, On adoptera : $\mathbf{3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2}$

En appuis, On adoptera : $\mathbf{3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2}$

Pour les aciers de continuité, on place $\mathbf{2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2}$

B) Calcul des armatures transversales (Art.A.7.2.2.BAEL91)

$$\phi_t \geq \min (h/35 ; b_0/10; \phi) = (20/35; 12/10 ; 1) = 0.57 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \phi_t = 8 \text{ mm} \quad (2HA8 = 1,00 [\text{cm}^2])$$

❖ Espacement des armatures transversales : (Art.A.5.1.2.2 BAEL91)

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

Les vérifications :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)**

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

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

$$V_u = 14,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14,86 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0,69 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

- **Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6,13) :**

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\sum u_i = n \pi \phi = 43 \pi 10 = 94,247 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = 14,86 \times 10^3 / (0.9 \times 180 \times 94,247) = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul à L'ELS

1) calcul des moments isostatiques

Travée A :

$$M_{01} = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{4,76 \times (4,2)^2}{8} = 10,5 \text{ KN.m}$$

Travée b :

$$M_{02} = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{4,76 \times (4,35)^2}{8} = 11,26 \text{ KN.m}$$

Travée c :

$$M_{03} = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{4,76 \times (4,35)^2}{8} = 11,26 \text{ KN.m}$$

Travée d :

$$M_{04} = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{4.76 \times (4.2)^2}{8} = 10.5 \text{ KN.m}$$

3) Moments sur appuis

$$M_A = 0.2 M_{01} = 2,1 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5(M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 11,26 = 5,63 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4(M_{02}, M_{03}) = 0.4 \times 11,26 = 4,504 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5(M_{03}, M_{04}) = 0.5 \times 11,26 = 5,63 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2 \times M_{04} = 0.2 \times 10.5 = 2,1 \text{ kN.}$$

3) Calcul des moments en travée

➤ Travée de rive A – B

$$M_{tAB} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \\ 1,05 M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = 1,05 \times 10,5 - \frac{2,1 + 5,63}{2}$$

$$M_{tAB} = 7,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{tAB} \leq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.63 \times 10.5 = 6,615 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{Tab} = 7.16 \text{ kN.m}$

➤ Travée intermédiaire B – C

$$M_{tBC} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_B + M_C}{2} \\ 1,05 M_{01} - \frac{M_B + M_C}{2} \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = 1,05 \times 11,26 - \frac{5,63 + 4,504}{2}$$

$$M_{tBC} = 6,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.52 \times 11.26 = 5,855 \text{ kN.m}$$

On prend: $M_{tBC} = 6.76 \text{ kN.m}$

➤ Travée intermédiaire C – D

$$M_{tCD} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_C + M_D}{2} \\ 1,05 M_{01} - \frac{M_C + M_D}{2} \end{array} \right.$$

$$M_{tCD} = 1,05 \times 11,26 - \frac{5,63 + 4,504}{2}$$

$$M_{tCD} = 6,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.52 \times 11.26 = 5,855 \text{ kN.m}$$

On prend: $M_{tBC} = 6,76 \text{ kN.m}$

➤ **Travée de rive D – E**

$$M_{tAB} = \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_{O1} - \frac{M_D + M_E}{2} \\ 1,05 M_{O1} - \frac{M_D + M_E}{2} \end{cases}$$

$$M_{tDE} = 1,05 \times 10,05 - \frac{5,63 + 2,1}{2}$$

$$M_{tDE} = 7,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} \leq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{O1} = 0,63 \times 10,5 = 6,615 \text{ kN.m}$$

On prend: $M_{Tab} = 7,16 \text{ kN.m}$

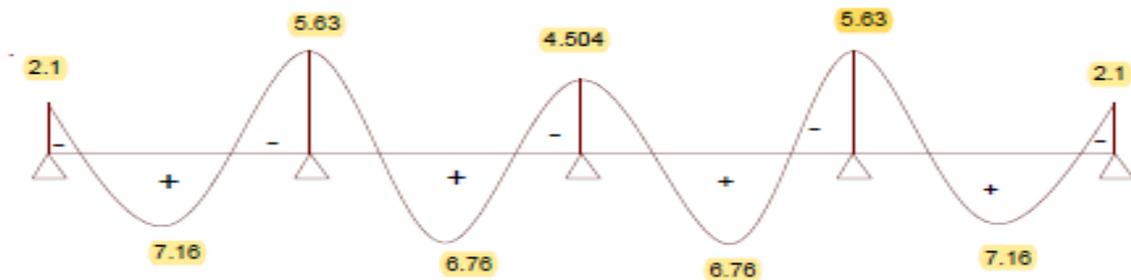


Figure 3.15 : Diagramme du moment à l'ELS.

3) Calcul de l'effort tranchant

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

Avec : V_w , V_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui

Travée A–B

$$V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{6,04 \times 4,2}{2} + \frac{(-5,63) - (-2,1)}{4,2}$$

$$V_A = 9,15 \text{ kN}$$

$$V_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{6,53 \times 4,2}{2} + \frac{(-5,63) - (-2,1)}{4,2}$$

$$V_B = -10,84 \text{ kN}$$

Travée B – C

$$V_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{6,04 \times 4,35}{2} + \frac{(-4,504) - (-5,63)}{4,35}$$

$$V_B = 14,55 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_C = -\frac{6,53 \times 4,35}{2} + \frac{(-6,18) - (-7,73)}{4,35}$$

$$V_C = -13,85 \text{kN}$$

Travée C – D :

$$V_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{6,53 \times 4,35}{2} + \frac{(-7,73) - (-6,18)}{4,35}$$

$$V_C = 13,85 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{6,53 \times 4,35}{2} + \frac{(-7,73) - (-6,18)}{4,35}$$

$$V_D = -14,86 \text{KN}$$

Travée D – E

$$V_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{6,53 \times 4,2}{2} + \frac{(-2,88) - (-7,73)}{4,2}$$

$$V_D = 14,55 \text{KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -\frac{6,53 \times 4,2}{2} + \frac{(-2,88) - (-7,73)}{4,2}$$

$$V_E = -14,86 \text{KN}$$

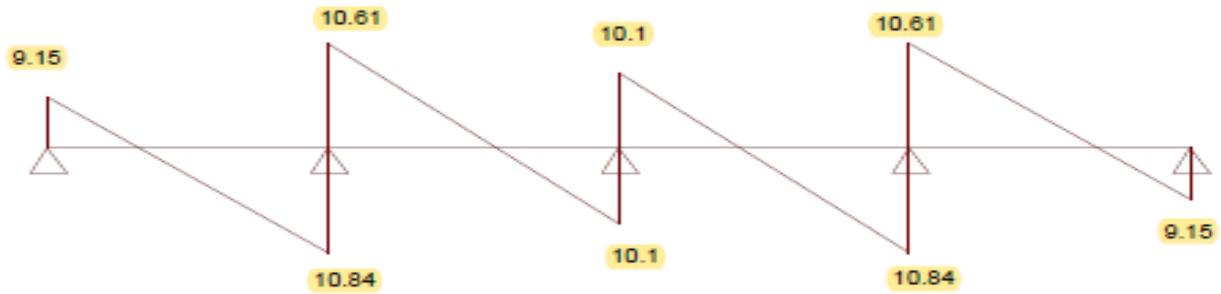


Figure 3.16 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

❖ Vérification à L'ELS

- Etat limite de contrainte du béton en compression

En appuis :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-d')^2 \quad n = 15 \text{ Tapez une équation ici.}$$

$$\frac{b.y^2}{2} + n \times (A + A')y - n \times (Ad - A'd) = 0$$

$$\frac{65.y^2}{2} + 15 \times (2,36)y - 15 \times (2,36 \times 18)$$

$$Y = 3,91 \text{ cm}$$

$$I = 8970,63 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5,63 \times 10^{-3}}{8970,63 \times 10^{-8}} = 62,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 62,76 \times (3,91 \times 10^{-2}) = 2,45 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$A = 2.36 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$\frac{b.y^2}{2} + n \times (A + A') \times y - n \times (Ad - A'd) = 0$$

$$\frac{65.y^2}{2} + 15 \times (2,36)y - 15 \times (2,36 \times 18)$$

$$Y = 3,91 \text{ cm}$$

$$I = 8970.63 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,16 \times 10^{-3}}{8970,63 \times 10^{-8}} = 78,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 78,81 \times (3.91 \times 10^{-2}) = 5.42 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Commentaire

La condition étant vérifiée, les armatures calculées à l'ELU sont donc suffisantes.

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer

❖ Vérifications de la flèche

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{4,35} = 0.046 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Avec : h : Hauteur totale : h = 20 [cm]

L : Porte entre nus d'appuis.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max de la travée isostatique.

A : Section des armatures.

b_0 : Largeur de la nervure.

d : Hauteur utile de la section droite.

La première condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire (D'après le BAEL)... Il est indispensable de vérifier la flèche qui doit être inférieure à la flèche admissible

❖ **Calcul de la flèche : (BAEL 91/Art B.6.5, 2)**

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$

La flèche admissible est $\bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{100} = 0.5 \text{ cm} + \frac{500}{100} = 5.5 \text{ cm}$

Avec :

E_v : Module de déformation différée. $E_v = \frac{E_i}{3}$

$$E_i = \frac{11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 11496.76}{3} = 10721,4 \text{ MPa}$$

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

❖ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + 15A = (b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + 15A$$

$$B_0 = (65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.36$$

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

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à (xx)**

$$S_{/xx} = \frac{b h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 \times A_t \times d$$

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

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

❖ **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm ; donc : } V_1 = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm ; Donc : } V_2 = 12.9 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + V_1 - \frac{h_0}{2} \right] + 15A_t (V_2 - c)^2$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + 7.1 - \frac{4}{2} \right] + 15 \times 2.36 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 15588,14 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.09 \times 10^{-2}$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{1.09 \times 10^{-2} \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1.49$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 1.09 \times 10^{-2} \times 240) + 2.1} = 0.71$$

❖ **Calcul de l'inertie fictive I_f**

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 15588.14}{1 + 0.596 \times 0.71} = 12048.5 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv} = 12048.5 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.69 (4350)^2 \times 10}{10 \times 11496.76 \times 1248.5} = 1.05 \text{ mm}$$

$$f = 1.05 \text{ mm} < \bar{f} = 58.7 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

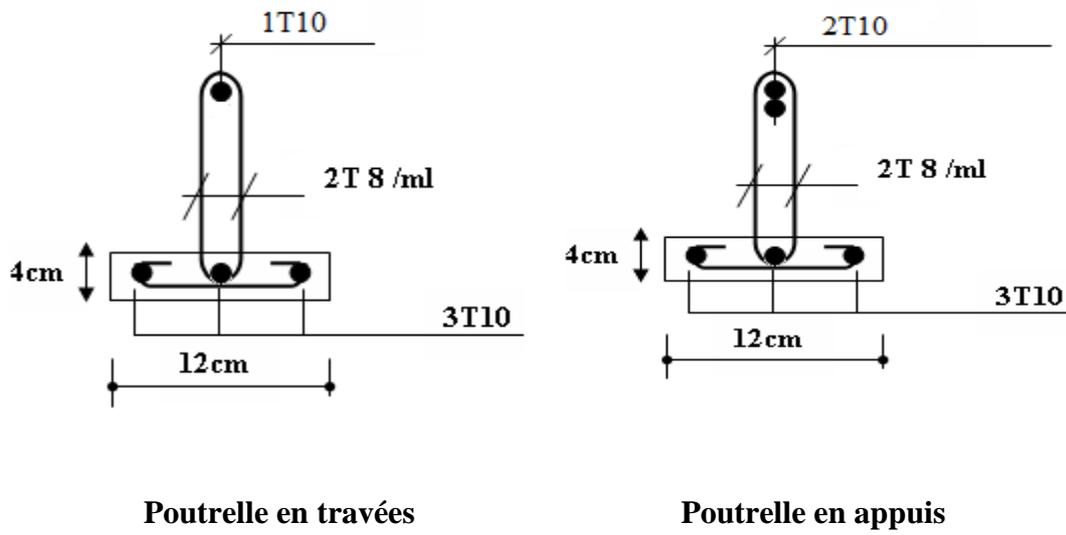


Figure 3.17 : Schéma de ferrailage des poutrelle

Chapitre 4

Etude dynamique et sismique

4.1. Introduction

Compte tenu du fait que notre ouvrage est implanté dans une zone de forte sismicité et que sa hauteur dépasse 48 m le système de contreventement doit contenir des voiles pour la reprise des efforts horizontaux dus au séisme. La conception structurelle doit être conforme aux conditions exigées par le règlement parasismique algérien car l'expérience montre que l'application des règles parasismiques limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques.

4.2. Étude dynamique

4.2.1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibration Libres Non Amorties.

4.2.2. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degrés de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes : La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

4.2.3. Modélisation de la structure étudiée

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan. Par ailleurs, du fait de la complexité et du volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par éléments finis connu sous le nom de ETABS.

4.2.3.1. Présentation du logiciel de calcul ETABS

Nom du programme: Extended Analysis of Building

SystemVersion: 9.7.0

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

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. En

outre, 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).

Étapes de modélisation

1-étape : consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser.

2-étape : consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

3-étape : consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments.

4-étape : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

5-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-étape : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charges.

7-étape : consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

8-étape : visualiser les résultats de l'analyse.

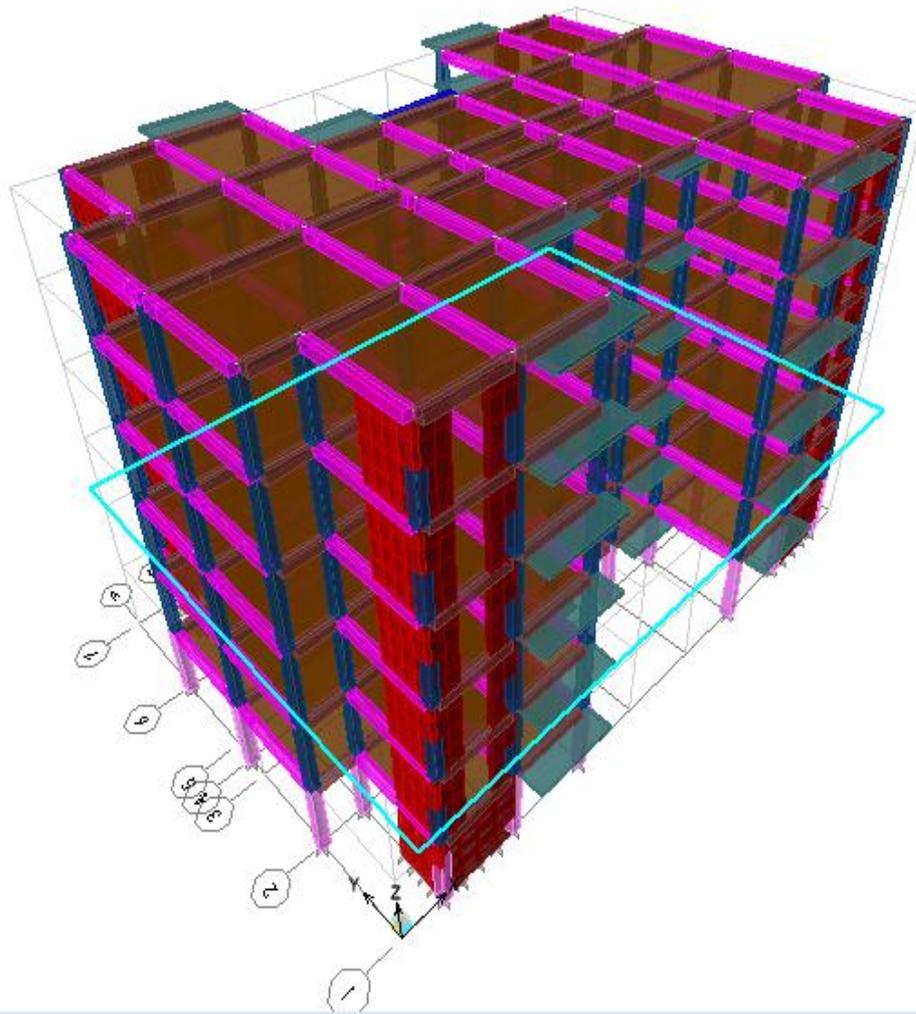


Figure 4.17: Vue en trois dimensions de la structure

4.2.3.2. 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 économique.
- Assurer une excentricité minimale.
- Le mouvement de translation pour 1^{er} et 2^{ème} mode et de torsion pour 3^{ème} mode doivent satisfaire la période propre qui doit être inférieure à la période de RPA.

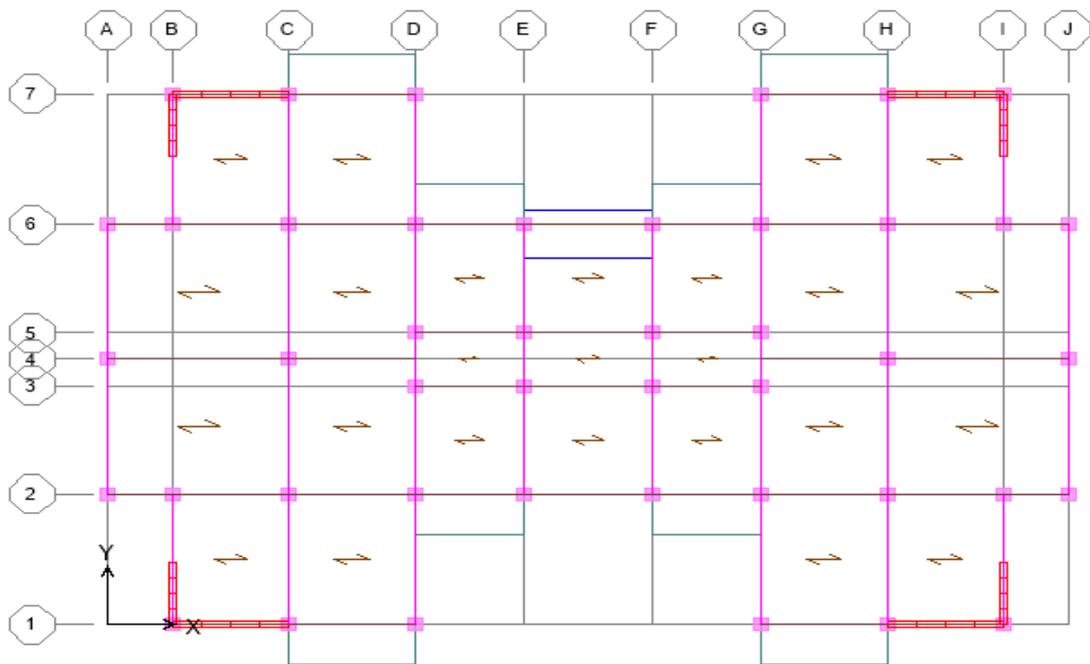


Figure 4.18: Disposition des voiles de RDC

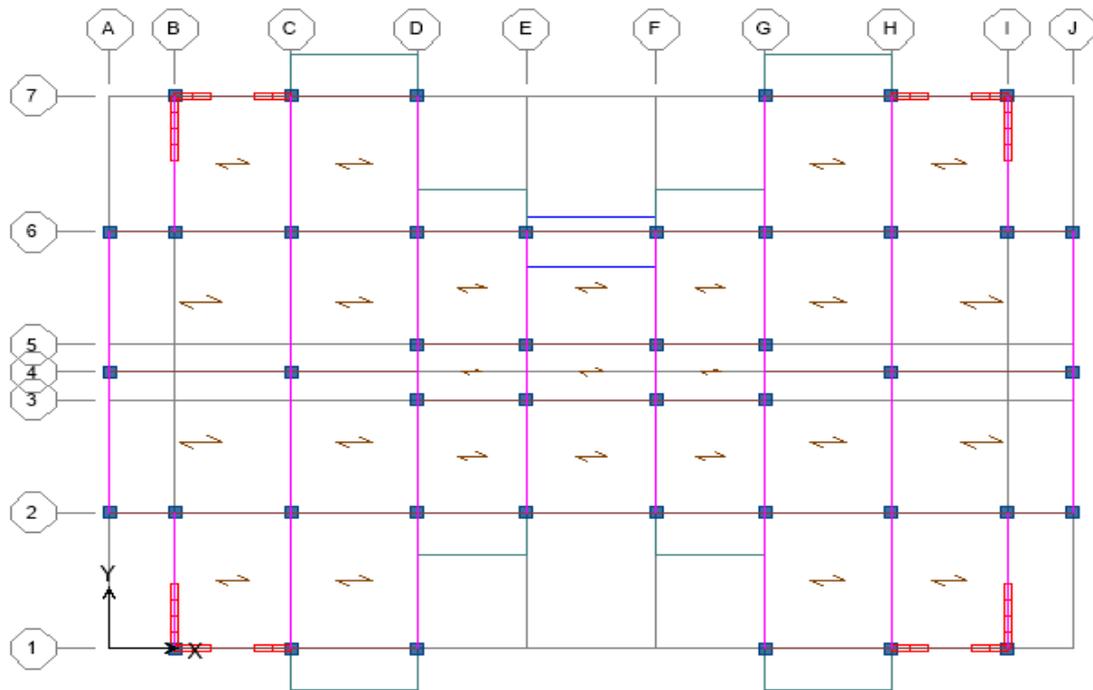


Figure 4.19: Disposition des voiles d'étage court

4.2.4. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

- **Centre de masse**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique

Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad , \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i ».

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i ».

- **Centre de torsion**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général 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 subie 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 $\pm 0,05 L$, (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.

- **Excentricité théorique**

$$e_{xn} = / X_{CM} - X_{CR} /$$

$$e_{yn} = / Y_{CM} - Y_{CR} /$$

- **Excentricité accidentelle**

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (lx,ly).$$

Tableau 4.20: Centre de masse et centre de rigidité

Story	Diaphragm	Mass	X _{CM}	X _{CR}	ex	Y _{CR}	Y _{CM}	ey
RDC	D1	411,7075	13,222	13,292	-0,07	8,686	8,803	-0,117
E1	D2	401,6061	13,222	13,376	-0,154	8,69	9,179	-0,489
E2	D3	395,1705	13,222	13,422	-0,2	8,692	9,409	-0,717
E3	D4	389,6716	13,223	13,453	-0,23	8,694	9,507	-0,813
E4	D5	385,51	13,215	13,47	-0,255	8,673	9,53	-0,857
TT	D6	377,5715	13,223	13,455	-0,232	8,569	9,414	-0,845

Donc :

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (lx,ly) = 1.34 \text{ m}$$

$$e_{réel} = \max (ex,ey)$$

$$e_{xy} = \max (e_{acc};e_{réel})$$

4.2.5. Mode de vibration et participation massique

Tableau 4.21: périodes, modes et participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,475064	0,0206	72,0281	0,0206	72,0281	0,1669
2	0,425526	61,507	0,0809	61,5276	72,109	8,3842
3	0,376048	8,6634	0,1208	70,191	72,2297	60,3458
4	0,143185	0,0034	16,1803	70,1944	88,41	0,0036
5	0,132433	12,4649	0,0044	82,6593	88,4144	0,048
6	0,099853	0,0286	0,0021	82,6879	88,4165	16,1058
7	0,071676	5,6738	0,0019	88,3617	88,4184	0
8	0,067894	0,0013	6,5965	88,363	95,015	0,0004
9	0,047232	0,1084	0,0002	88,4715	95,0151	7,2561
10	0,046192	3,8948	0,0001	92,3663	95,0153	0,2182
11	0,041706	0	3,1785	92,3663	98,1937	0,0002

Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à 90%, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20\text{sec} \quad \text{art (4-14) RPA/2003}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

Constataion

1/ les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes translation.

2/ le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

3/ on doit retenir les 6 premiers modes, $K \geq 3\sqrt{N}$ $T_k \leq 0.20\text{s}$.

Avec : $N=7 \rightarrow K \geq 7,34$.

Donc : on doit retenir les 6 premiers modes.

$T_k \leq 0.20\text{s}$.

$T_7 = 0.068\text{s} < 0.2\text{sec}$ Vérifiée.

Selon le **RPA99V2003** les valeurs de T_{dyn} calculé par L'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de 30% (art 4.2.4.4).

$$T_{\text{cal}} < 1,3T_{\text{RPA}}$$

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec :

- **h_N** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- **C_T** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau **4.6.du RPA99/V2003**.

Dans notre cas :

$$C_t = 0.05$$

$$h_N = 18,36\text{m}$$

$$T_{\text{RPA}} = 0,443\text{s}$$

$$T_{\text{cal}} = 0.463\text{s} < 1.3 * T_{\text{RPA}} = 0,576\text{s} \dots \text{CV}$$

1^{er} mode : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_1 = 0,475\text{s}$

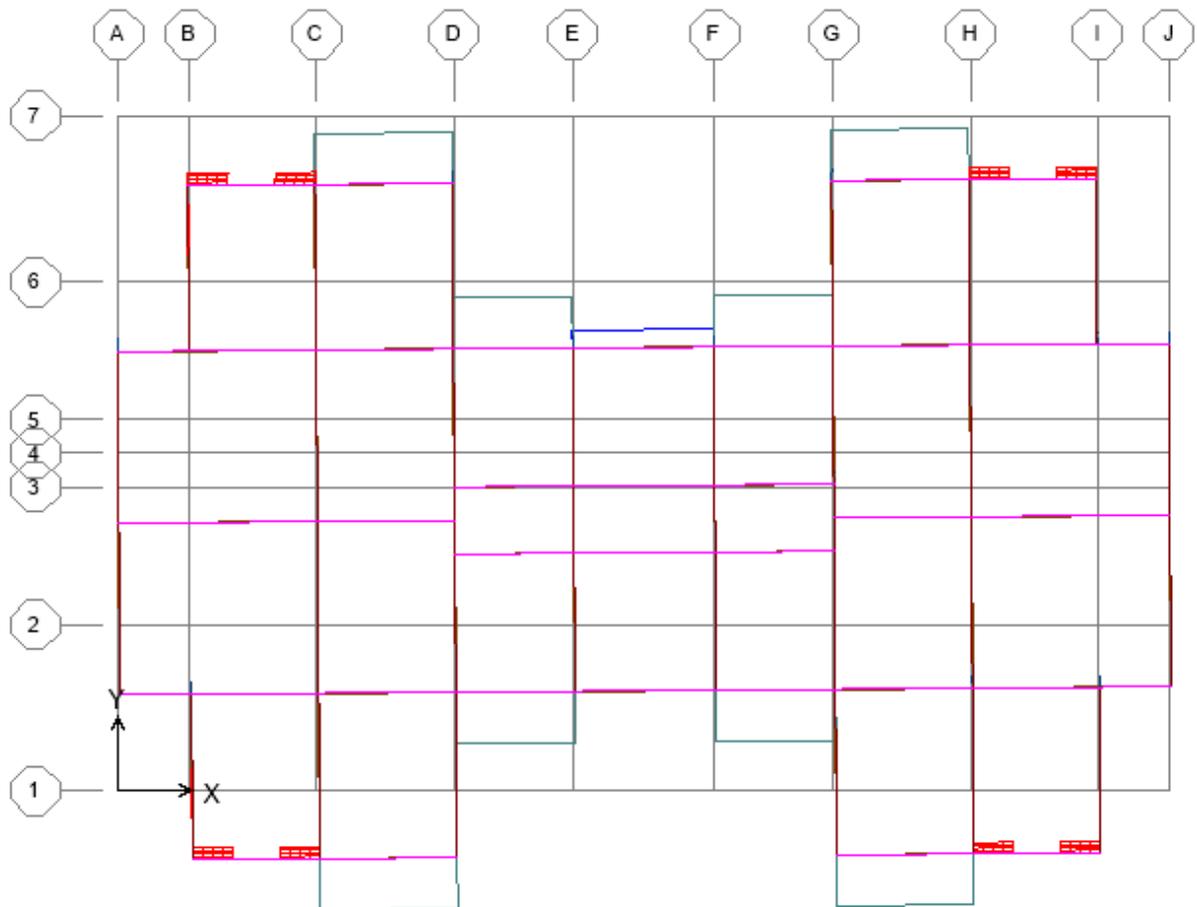


Figure 4.20: mode de translation suivant l'axe Y

2^{ème} mode : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_2 = 0,425s$.

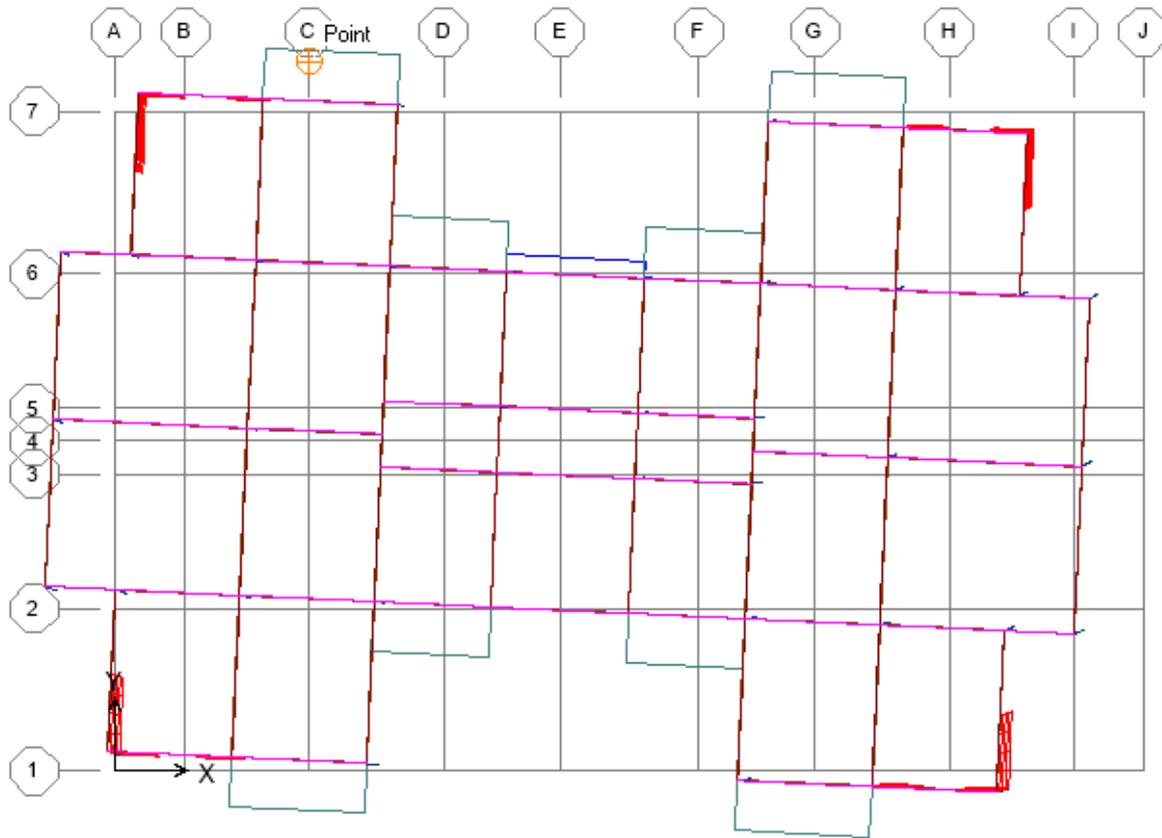


Figure 4.21: Mode de translation suivant l'axe X

3^{ème} mode : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3 = 0.376s$

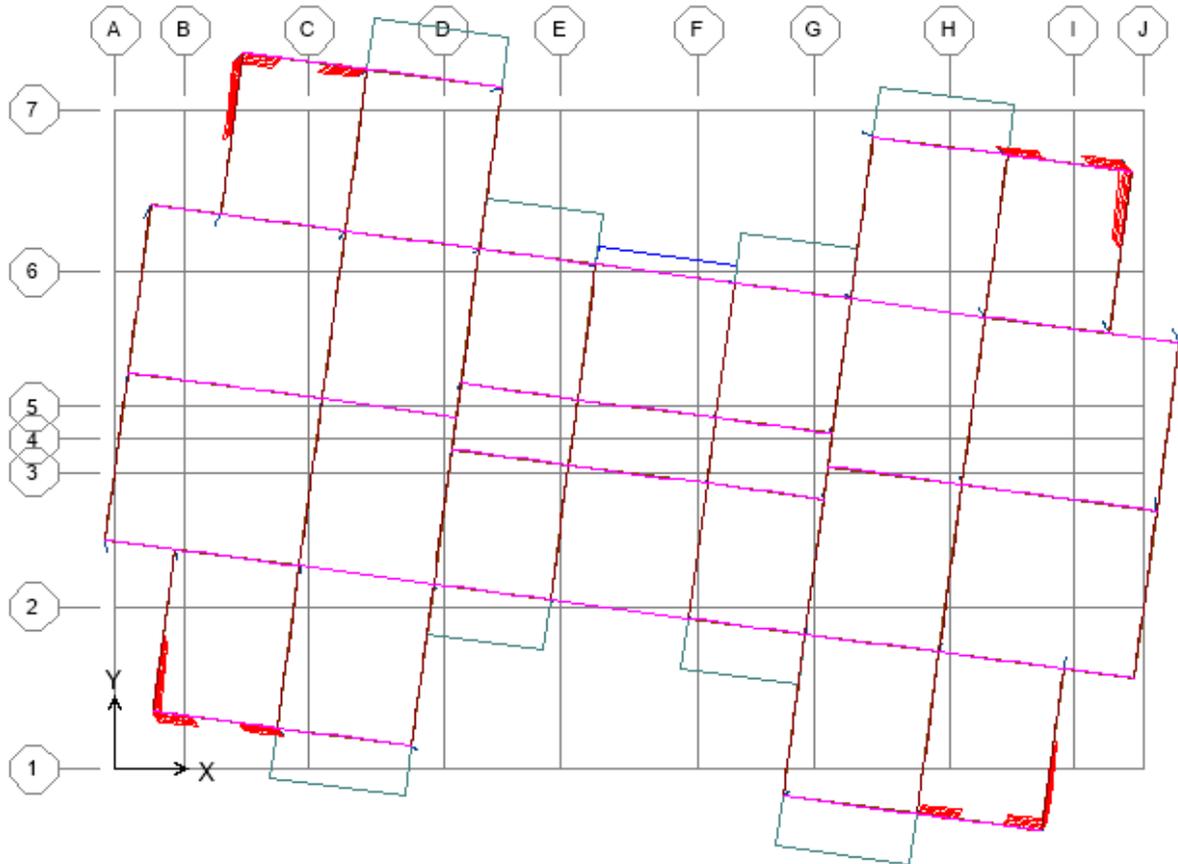


figure 4.22: mode de rotation autour de l'axe Z

4.3. Étude sismique

4.3.1. Introduction

Le nord du territoire algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

4.3.2. Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélér-o-grammes.

4.3.3. Méthode statique équivalente

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certains nombres des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/2003).

Conditions d'application de la méthode statique équivalente

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

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

groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 2$ niveaux ou 08m.

Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facture d'amplification dynamique moyen

Q : facture de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

➤ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Cet ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, commercial et service situé à Boumerdes. (Zone IIb), groupe d'usage 2 $\Rightarrow A=0,2$.

➤ **Facteur de qualité Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum_{q=1}^6 Pq$

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

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non-observation :

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : $Q = 1.2$

➤ **Coefficient de comportement R**

$R = 3.5$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage.

Suivant l'article 4.3. R.P.A 2003, on a la formule suivante :

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

ζ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

La valeur de coefficient d'amortissement dépend du système structural. Notre structure est pratiquement constituée de portique (le contreventement est en voile).

Donc : $\xi\% = 7\%$ d'où $\eta = 0,881 > 0,7$.

- T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7).

Terrain meuble (S3) $\Rightarrow T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,50$ sec.

Calcul de la force sismique totale

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

La valeur de T retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par les formules

suivantes :

$$\text{On } T_{\text{RPA}} = C_T h_N^{3/4} = 0,443 \text{ s.}$$

$$\text{sens longitudinal : } d_x = 26,8 \text{ m} \quad \longrightarrow T_x = 0,319 \text{ s.}$$

$$\text{sens transversal : } d_y = 17,5 \text{ m} \quad \longrightarrow T_y = 0,394 \text{ s.}$$

$$\Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \quad \Rightarrow D_x = 2,5\eta = 2,5 \times 0,881 = 2,2$$

$$D_y = 2,5\eta = 2,5 \times 0,881 = 2,2$$

$$V_{x \text{ staty}} = (0,2 \times 1,2 \times 2,2 \times 24119,19) / 3,5 = 3638,55 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ staty}} = (0,2 \times 1,2 \times 2,2 \times 24119,19) / 3,5 = 3638,55 \text{ KN}$$

4.3.4. Méthode d'analyse modale spectrale

- **Principe**

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

Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

-On a la formule suivante :

$$\boxed{V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W}$$

Avec: V_t : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i .

W : poids total de la structure.

- **Spectre de réponse de calcul**

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

Sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : g : accélération de la pesanteur.

On obtient le spectre de réponse suivant :

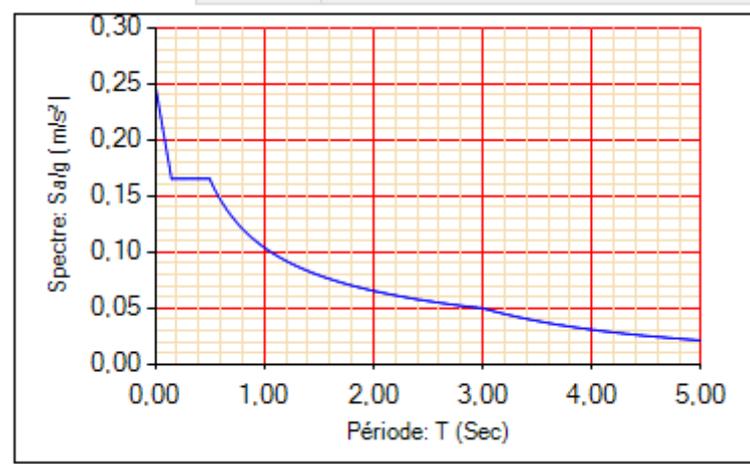


Figure 4.23: Spectre de réponse donné par logiciel RPA99.

4.4. Poids total de la structure

$$W = \sum_1^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Le poids donne par le logiciel ETAPS $W = 24119.19 \text{ KN}$

4.5. Vérifications

4.5.1. Coefficient de comportement R

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.

Tableau 4.22: Pourcentage des sollicitations dû aux charges horizontales

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F	F	F	F
RDC	1952,86	1882,8	50,91	49,08

Tableau 4.23: Pourcentage des sollicitations dû aux charges verticales

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F	F	F	F
RDC	288,09	13254,03	1,7	98,30

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. ($R=3.5$)

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Selon le tableau 4.3 des RPA99/version 2003, pour un système de contreventement mixte (voile portiques) : $R = 3,5$

4.5.2. Calcul de l'effort tranchant modal à la base :

L'effort tranchant pour chaque mode est donné par la formule suivante :

Sens x-x

Tableau 4.24 : l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal

Mode	Période	$\alpha\%$	wt	s/g	vi
1	0,475064	0,0206	24119,19	0,118	58,6289271
2	0,425526	61,507	24119,19	0,118	175052,884
3	0,376048	8,6634	24119,19	0,118	24656,5945
4	0,143185	0,0034	24119,19	0,09531449	7,81628834
5	0,132433	12,4649	24119,19	0,06938425	20859,9098
6	0,099853	0,0286	24119,19	0,00918785	6,33785895
7	0,071676	5,6738	24119,19	0,07714138	10556,6019
8	0,067894	0,0013	24119,19	0,0862623	2,70474995
9	0,047232	0,1084	24119,19	0,13609216	355,815701
10	0,046192	3,8948	24119,19	0,13860029	13020,0313
11	0,041706	0	24119,19	0,14941903	0

Sens y-y

Tableau 4.25: l'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	$\alpha\%$	wt	s/g	vi
1	0,475064	72,0281	24119,19	0,118	204996,613
2	0,425526	0,0809	24119,19	0,118	230,246612
3	0,376048	0,1208	24119,19	0,118	343,804582
4	0,143185	16,1803	24119,19	-0,09531449	-37197,0265
5	0,132433	0,0044	24119,19	-0,06938425	-7,36336458
6	0,099853	0,0021	24119,19	0,00918785	0,46536727
7	0,071676	0,0019	24119,19	0,07714138	3,53511644
8	0,067894	6,5965	24119,19	0,0862623	13724,5254
9	0,047232	0,0002	24119,19	0,13609216	0,65648653
10	0,046192	0,0001	24119,19	0,13860029	0,33429268
11	0,041706	3,1785	24119,19	0,14941903	11454,888

4.5.3. Combinaison des réponses modale :

a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont Considérées comme indépendantes si le rapport :

$$r = T_i / T_j$$

avec : $T_i < T_j$

Vérifie la relation suivante :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad \xi_i = \xi_j = 7\%$$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_1^K E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considérée

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_3^K E_i^2}$$

Tableau 4.26: Combinaison des réponses modales

Mode	Période	r	10/10+√ ξi ξj
1	0,475064	0,89572352	0,5882
2	0,425526	0,88372508	0,5882
3	0,376048	0,38076256	0,5882
4	0,143185	0,92490834	0,5882
5	0,132433	0,75398881	0,5882
6	0,099853	0,71781519	0,5882
7	0,071676	0,94723478	0,5882
8	0,067894	0,69567267	0,5882
9	0,047232	0,97798103	0,5882
10	0,046192	0,90288362	0,5882
11	0,041706	0	0,5882

4.5.4 Vérification de la résultante des forces sismiques

L'une des vérifications préconisée par le RPA99/version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...)

dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

-La valeur de l'effort tranchant dans le sens x-x : $V_{X \text{ Statique}} = 3638,55 \text{ KN}$

-La valeur de l'effort tranchant dans le sens y-y : $V_{Y \text{ Statique}} = 3638,55 \text{ KN}$

On doit vérifier que : $V_{dy} > 80\% V_{st}$

Tableau 4.27: Valeurs des rapports $V_t < 0.8 V$

	$V_{st} \text{ (KN)}$	$V_{dyn} \text{ (KN)}$	V_{dyn} / V_{st}	Observation
Sens x-x	3638,55	3620,85	0,992	> 0,80
Sens y-y	3638,55	3633,31	0,998	> 0,80

4.5.5. Vérification des déplacements inter-étage

➤ Le déplacement horizontal (art 4.43)

À chaque niveau « k » de la structure il est calculé comme suit :

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4.43). $\delta_k = R \delta_{ek}$

Avec :

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

R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) < \Delta_{k \text{ adm}} = 1.0\% (h_j)$. Avec h_j : hauteur d'étage (j).

Les résultats sont donnés dans les deux tableaux suivants :

Tableau 4.28: Déplacement inter-étage dans le sens (xx)

Sens x-x

NIVEAU	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_k (m)$	$\Delta_{k adm}(m)$	Observation
N5	0,0129	3,5	0,04515	0,0378	0,00735	0.0306	< Vérifiée
N4	0,0108	3,5	0,0378	0,0294	0,0084	0.0306	< Vérifiée
N3	0,0084	3,5	0,0294	0,01925	0,01015	0.0306	< Vérifiée
N2	0,0055	3,5	0,01925	0,00945	0,0098	0.0306	< Vérifiée
N1	0,0027	3,5	0,00945	0,0021	0,00735	0.0306	< Vérifiée
RDC	0,0006	3,5	0,0021	0	0,0021	0.0306	< Vérifiée

Sens y-y

Tableau 4.29: Déplacement inter-étage dans le sens (yy)

NIVEAU	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_k (m)$	$\Delta_{k adm}(m)$	Observation
N5	0,0163	3,5	0,05705	0,04655	0,0105	0.0306	< Vérifiée
N4	0,0133	3,5	0,04655	0,0357	0,01085	0.0306	< Vérifiée
N3	0,0102	3,5	0,0357	0,02415	0,01155	0.0306	< Vérifiée
N2	0,0069	3,5	0,02415	0,0133	0,01085	0.0306	< Vérifiée
N1	0,0038	3,5	0,0133	0,0042	0,0091	0.0306	< Vérifiée
RDC	0,0012	3,5	0,0042	0	0,0042	0.0306	< Vérifiée

4.5.6. Vérification de l'effet P-Delta

(RPA99/Art 5.9)

Il faut calculer le coefficient : $\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$ et le comparer avec le nombre 0,1

Tel que :

- ☞ Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- ☞ Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1/(1 - \theta_K)$.
- ☞ Si $\theta_K > 0.20$: 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 ».

➤ Sens x-x

Tableau 4.30: Vérification de l'effet P-Delta sens (x-x)

NIVEAU	P(KN)	V _x (KN)	H (KN)	Δk	θ _x	Observation
N5	4095,59	1208,21	3,06	0,00735	0,00814217	< Vérifiée
N4	7981,28	2062,92	3,06	0,0084	0,01062057	< Vérifiée
N3	11866,96	2737,74	3,06	0,01015	0,01437778	< Vérifiée
N2	15878,88	3218,18	3,06	0,0098	0,01580208	< Vérifiée
N1	19890,79	3506,92	3,06	0,00735	0,01362361	< Vérifiée
RDC	24119,19	3620,85	3,06	0,0021	0,00457141	< Vérifiée

➤ Sens y-y

Tableau 4.31: Vérification de l'effet P-Delta sens (y-y)

NIVEAU	P (KN)	V _y (KN)	H (KN)	Δk	θ _y	Observation
N5	4095,59	1203,03	3,06	0,0105	0,01168175	< Vérifiée
N6	7981,28	2029,54	3,06	0,01085	0,01394387	< Vérifiée
N3	11866,96	2687,2	3,06	0,01155	0,01666864	< Vérifiée
N2	15878,88	3163,65	3,06	0,01085	0,01779671	< Vérifiée
N1	19890,79	3470,31	3,06	0,0091	0,01704526	< Vérifiée
RDC	24119,19	3633,31	3,06	0,0042	0,00911146	< Vérifiée

Conclusion

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de cette structure.

4.5.7. Vérification de l'effort normal réduit (RPA99version2003art 7.4.3)

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d: \text{ l'effort normal maximal}$$

B_c : l'air la de section brute

F_{cj} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau 4.32: L'effort normal réduit

ZONE	Section	N(KN)	fC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
RDC	45x45	1383,3	25	0,253	Condition Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	40x40	1060,18	25	0,265	Condition Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	35x35	632,23	25	0,206	Condition Vérifiée

4.5.8. 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 stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

M_s : moment stabilisant est égal à :

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

M_r : moment de renversement est égal à :

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

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau 4.33: Vérification de rapport Ms/Mr

Sens	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
longitudinal	24119,19	13,222	318903,93	50045,7492	6,372	OK
transversal	24119,19	8,686	209499,284	49532,3424	4,229	OK

Conclusion :

On a ($M_s > 1,5 M_r$), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

Chapitre 5

Ferrailage des éléments structuraux

5.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- ✓ Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- ✓ Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- ✓ Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

5.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux directions. Ainsi, les poteaux sont sollicités en flexion composée.

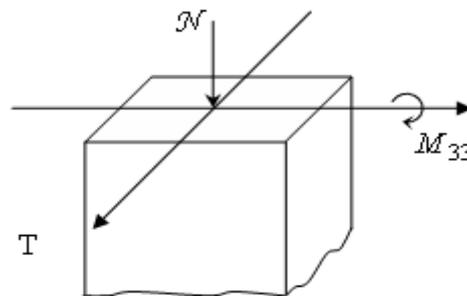


Figure 5.24: Efforts supportés par le poteau

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime «**ELU**» sous l'effet des sollicitations les plus défavorables en considérant les données suivantes :

➤ **Caractéristiques des matériaux**

Tableau 5.34: Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,7	1	400	400

5.2.1. Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL91 (Situations durables)

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

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

Selon RPA99 (situations accidentelles)

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

Pour chaque valeur des différentes combinaisons, une section d'acier est calculée .La section finale choisie est la maximale des trois valeurs (le cas plus défavorable).

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les situations ci-après :

- N max et M2, M3 correspondant.
- N min et M2, M3 correspondant.
- M2 max et N correspondant.
- M3 max et N correspondant

5.2.2. Calcul des armatures longitudinales

Le calcul des armatures est effectué par zone, elles seront définies comme suit :

- ✓ **Zone 1** : RDC pour les poteaux de dimensions (45X45).
- ✓ **Zone 2** : 1^{eme}, 2^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (40X40).
- ✓ **Zone 3** : 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (35X35).

Tableau 5.35: Les sollicitations retirées de L'ETABS

	N_{\max}	M_{corr}	N_{\min}	M_{corr}	N_{corr}	M_{\max}
	N (KN)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.M)
Zone 1	-1283.3	1.72	2.24	22.247	-574.22	-58.155
Zone 2	-1060.18	2.434	0.2	10.39	-638.93	-81.44
Zone 3	-632.23	3.723	-0.36	24.206	-386.72	-55.137

a) Recommandations de RPA99/V2003

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences, droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0,9% (zone III).
- Leur pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$
- La longueur minimale des recouvrements : $L_r = 50 \phi$ en zone III.
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \max (h_e/6, b_1, h_1, 60 \text{ cm}).$$

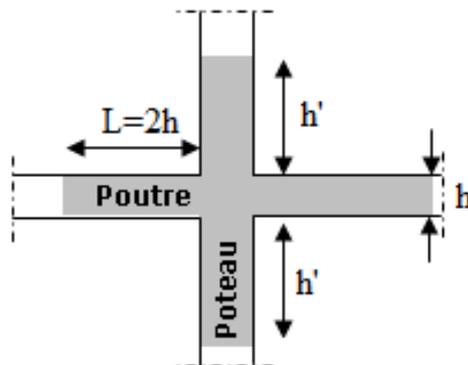


Figure 5.25: Zone nodale des poteaux

b) Recommandations du BAEL99/V2003

- ❖ $A_{\min} = \max (4 \text{ cm}^2 / \text{ml}, 2B / 1000)$
- ❖ $A_{\max} = 5B / 100$

B : Section du béton = $b \times h$, ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$)

c) Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non-fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Tableau 5.36: Armatures maximales et minimales pour chaque zone

Zones	BAEL 91			CBA93	RPA99/V2003		
	Section	Amin(cm ²)	Amax(cm ²)		Amin=0,9% bh (cm ²)	zone courante Amax=4% bh (cm ²)	Zone de recouvrement Amax=6% bh (cm ²)
Zone 1	45x45	4.05	101.25	2.2	18.225	81	121.6
Zone 2	40x40	4	80	1.738	14.4	64	96
Zone 3	35x35	4	61.25	1.33	11.025	49	73.5

5.2.3. Exemple de calcul :

Ferrailage longitudinal :

Soit un poteau de (50* 50) (cm²) :

$$C=C'=3\text{cm.}$$

$$S=45\times 45(\text{cm}^2).$$

$$L=3.06\text{m.}$$

$$f_{bu}=14,2\text{Mpa.}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas} : N_{\max} = -1283.3\text{KN.} \quad \text{et} \quad M_{\text{corr}} = 1.72\text{KN.m.}$$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1.72}{1283.3} = 0.0013$$

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0013 + (0.405 - 0.225) = 0.1813$$

e_a : excentricité additionnelle

$$M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = 1283.3 \times 0.1813 = 232.66 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.23266}{0.45 \times 14.2 \times 0.405^2} = 0.222$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right)$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{0.45}{0.405} (1 - 0.4 \frac{0.45}{0.405}) = 0.49$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$: Section partiellement comprimée

Calcul des aciers en flexion simple

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37 \quad M_{ser} = 1.249 \text{ KN.m.}$$

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

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1.37 + 49 \times 25 - 3050] \times 10^{-4} \Rightarrow \mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{lu} = 0.29$$

Donc on a $\mu_{lu} = 0.29 \geq \mu_{bu} = 0.222 \Rightarrow A' = 0.$

$$Z = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$Z = 0.405(1 - 0.6 \times 0.222) = 0.351 \text{ m} = 35.1 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = M_{ua} / Z\sigma_s = 1.72 \times 10^{-3} / 0.351 \times 348 = 0.14 \text{ cm}^2.$$

$$A^{fc} = A_u - (N_u / f_{ed}) = 0.14 - (1283.3 \times 10^{-3} / 348) = 0.13 \text{ cm}^2.$$

$$A^{fc} > 0$$

Conclusion

$$A_{adop} = \max(A_{cal}, A_{cnf}, A_{min(RPA)})$$

Les résultants du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.37: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Zones	Sections	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{cnf}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	Choix des armatures	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
Zone 1	45x45	14.4	2.2	18.225	4T20+4T16	20.61
Zone 2	40x40	12.8	1.738	14.4	8T16	16.08
Zone 3	35x35	11.2	1.33	11.025	8T14	12.32

5.2.4. Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau.

Recommandation du R.P.A (Art 7.4.2.2 RPA2003)

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal:

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}; \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

(a ,b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec: $l_f = 0.7 \times h_0$

t : espacement des armatures transversales.

- Dans la zone nodale : $t \leq 10\phi$ en zone II_b
- Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2; 10\phi)$ en zone II_b

▪ La quantité d'armatures transversales minimales

$$\frac{A_t}{b \cdot t} \geq \begin{cases} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \gamma_g \leq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \gamma_g \leq 3 \\ \text{int erpolation} \dots \text{si } 3 < \gamma_g < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Exemple de calcul**Zone 1(Poteaux 45x45)**

Zone courante :

$$V = 35.67 \text{KN.}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 4.76 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75.$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 31.668 \times 0.15}{0.45 \times 400 \times 10^3} = 0.942 \text{ cm}^2.$$

On a : $3 < \lambda_g < 5$
 $\lambda_g = 4.76$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0.36 \%$ (RPA99/V2003).

$$A_t = 0.0036 \times t \times b$$

$$A_t = 0.0036 \times 14 \times 45 = 2.268 \text{ cm}^2$$

Zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 35.67 \times 0.10}{0.5 \times 400 \times 10^3} = 0.66 \text{ cm}^2$$

 $\lambda_g = 4.28$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0.36 \%$

$$A_t = 0.0036 \times t \times b$$

$$A_t = 0.0036 \times 10 \times 45 = 1.62 \text{ cm}^2$$

✓ zone courant :

Tableau 5.38: Armature transversale (zone courant)

Niveau	B(cm)	Vu(kN)	λ_g	ρ_a	St'(cm)	$A_{RP\text{Amin}}$ (cm ²)	At(cm ²)	Aadp (cm ²)	Choix
Zone 1	45*45	31.68	4.76	3.75	15	2.268	0.942	3.14	4HA10
Zone 2	40*40	53.8	5.355	2.5	15	1.68	1.176	2.01	4HA8
Zone 3	35*35	40.15	6.12	2.5	15	1.74	1.003	2.01	4HA8

✓ zone nodale :

Tableau 5.39: Armature transversale (zone nodale)

Niveau	B(cm)	Vu(kN)	λ_g	Pa	St'(cm)	$A_{RPA \min}(cm^2)$	At(cm ²)	Aadp (cm ²)	choix
Zone 1	45*45	31.68	4.76	3.75	10	1.62	0.66	3.14	4HA10
Zone 2	40*40	53.8	5.355	2.5	10	1.2	0.84	2.01	4HA8
Zone 3	35*35	40.15	6.12	2.5	10	1.05	0.716	2.01	4HA8

5.2.5. Vérifications

a) Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003Art 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 :

$$\tau_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\tau = v_u / d \times b$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \dots \dots \text{ si } \dots \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \dots \dots \text{ si } \dots \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau 5.40: Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	λ_g	Pd	V(KN)	σ_u (Mpa)	$\bar{\sigma}_u$ (Mpa)	Observation
Zone 1	45*45	4.76	0.04	31.68	0,173	1	Vérifie
Zone 2	40*40	5.355	0.075	53.8	0,373	1.875	Vérifie
Zone 3	35*35	6.12	0.075	40.15	0,36	1.875	Vérifie

b) Vérification des contraintes

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.41: Vérification des contraintes

Section	Mser	As(cm ²)	I (cm ²)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Zone 1	13.966	20.36	241930.93	17.62	5.77	1.02	15	Vérifie
Zone 2	19.427	16.08	150991.39	15.66	12.86	2.01	15	Vérifie
Zone 3	22.636	12.32	117469.84	13.71	19.27	2,64	15	Vérifie

C) Vérification de l'effort normal ultime

Selon le **CBA 93**(art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau la plus sollicité.

Donc il faut vérifier :

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] > N_{\max}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

Avec : α Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

♦ **Calcul de α**

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{0.35} \right)^2} & \dots \dots \dots \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \dots \dots \dots 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Exemple de calcul pour le poteau (45x45)♦ **Calcul de λ**

$\lambda = l_f / i$ où : l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration

$i = 0,13 \Rightarrow \lambda = 16.48 \Rightarrow \alpha = 0.816$

◆ **Calcul de B_r**

$$B_r = (0.45-0.02) \times (0.45-0.02) = 0.1849 \text{ cm}^2$$

◆ **Calcul de N_{ulim}**

$$N_{ulim} = 0.816 \times (0.1849 \times 25 / 0.9 + 1.5 + 20.36 \times 10^{-4} \times 400 / 1.15) = 3371.04 \text{ kN}$$

$$N_{ulim} = 3371.04 \text{ kN.}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.42: Vérification de l'effort normal ultime.

Zone	Sections	λ	α	A cm ²	N_u (kN)	N_{max} (Kn)	Oser
1	45x45	16.48	0.816	20.36	3371.04	1283.3	Vérifiée
2	40x40	18.63	0.804	16.08	2599.58	1060.18	Vérifiée
3	35x35	21.21	0.792	12.32	1936.97	632.23	Vérifiée

5.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Sachant que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé, Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

➤ **Combinaisons :** Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **CBA (1.35G+1.5Q et G+Q) :**
- Pour déterminer le moment Max.
- Situation accidentelle selon le **RPA99/ 2003 (G+Q±E et 0.8G±E) :** La détermination respectivement du moment maximal négatif ou positif sur les appuis nous permet de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

Tableau 5.43: Les sollicitations de calculs

Niveaux	Poutres	Section (cm ²)	M travée (KN*N)	M appuis (KN*N)	V (kN)
RDC	Poutres principales	30x40	116.59	101.894	131.93
	Poutres secondaires	30x35	42.669	57.798	85.98
1-2	Poutres principales	30x40	142.633	128.473	156.26
	Poutres secondaires	30x35	66.447	71.59	118.05
3-4- Terrasse	Poutres principales	30x40	121.376	108.796	122.25
	Poutres secondaires	30x35	59.823	71.187	102.11

5.3.1. Calcul du ferrailage :

Armatures longitudinales

➤ **Recommandation du BAEL 91 :**

$$A_{min} = 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$d = 0.9h$$

$$\text{Poutre principales } A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 0.9 \times 40 \times 2.1}{400} = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire } A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 0.9 \times 35 \times 2.1}{400} = 1.141 \text{ cm}^2$$

➤ **Recommandations du RPA99**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutre principales : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement

→ En zone courante

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 42 \text{ cm}^2$

→ En zone de recouvrement

Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

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° .

Exemple de calcul :

◆ Poutres principales :

A / Ferrailage longitudinale d'un appui :

$B = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ $F_e = 400 \text{ MPa}$ $M_u = 101.894 \text{ Kn}$.

$$\mu_{bu} = M_u / b_o * d^2 * f_{bu} = 0,066$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,184$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 32.31 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{101.894}{0.3231 \times 348 \times 103} = 9,06 \text{ cm}^2$$

B / Ferrailage longitudinale d'une travée :

$B = (30 \times 40) \text{ cm}^2$; $F_e = 400 \text{ MPa}$ $M_u = 116,59 \text{ Kn.m}$.

$$\mu_{bu} = M_u / b_o * d^2 * f_{bu} = 0,074$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,3$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 31.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{116,59}{0.3168 \times 348 \times 103} = 10,57 \text{ cm}^2$$

Tableau 5.44: Le ferrailage longitudinal

Niveaux	Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{br} des barres
RDC	Poutres principales	30x 40	travée	10,57	6	12.06	6T16
		30 x 40	appuis	9,06	6	16.68	6T16+3T14
	Poutres secondaires	30 x 35	travée	3.42	5.25	9.24	6T14
		30 x 35	appuis	4.87	5.25	12.63	6T14+3T12
1-2	Poutres principales	30 x 40	travée	10.63	6	12.06	6T16
		30 x 40	appuis	11.85	6	16.68	6T16+3T14
	Poutres secondaires	30 x 35	travée	5.45	5.25	9.24	6T14
		30 x 35	appuis	6.12	5.25	12.63	6T14+3T12
3-4-Terrasse	Poutres principales	30 x 40	travée	8.87	6	12.06	6T16
		30 x 40	appuis	9.76	6	16.68	6T16+3T14
	Poutres secondaires	30 x 35	travée	4.28	5.25	9.24	6T14
		30 x 35	appuis	6.09	5.25	12.63	6T14+3T12

✓ Armatures transversales

La section d'armature transversale est donnée en fonction des espacements entre les barres.

- 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

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e \quad A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

$$St_{\max} \leq \min(0,9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{1\min}).$$

On adopte les espacements suivants :St = 20cm.

Donc :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{l\min}\right) = 10\text{mm}$$

- **Selon le RPA99/version 2003**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times St \times b$.

L'espace maximal :

En zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\phi_L) = 10\text{cm}$.

En zone courante : $St \leq h/2 ; St = 20\text{cm}$.

On adopte les espacements suivants :

On aura alors : $St \text{ (adopté)} = \text{Min} \{ S_{iB.A.E.L.}, S_{iR.P.A} \}$

La longueur minimale de recouvrement.

Vaut : $L_r = 50\phi = 1.6 \times 50 = 80\text{cm}$

$L_r = 50 \times 1.4 = 70\text{cm}$

Poutre principale (30×40)

$St \leq \min (10 ; 16,8)$en zone nodale.

Donc on adopte $St = 10 \text{ cm}$.

$St \leq 20 \text{ cm}$ en zone courante.

Donc on adopte $St = 20 \text{ cm}$.

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 : $4\phi 8 A_t = 2,01\text{cm}^2$

Poutre secondaire (30×35)

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

Donc on adopte $St = 8 \text{ cm}$.

$St \leq 17,5 \text{ cm}$ en zone courante.

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

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: $4\phi 8 A_t = 2,01\text{cm}^2$

Tableau 5.45 Armatures transversales des poutres

Zone	S_t (cm)	A_{tRPA} (cm ²)	Choix des barres	A_{t} adoptée (cm ²)
Nodale	10	1.80	4HA8	2.01
Courante	20	1.80	4HA8	2.01

5.3.2. Vérifications

a) Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :

On vérifie la contrainte du béton et la contrainte tangentielle de calcul tel que :

$$\tau = V_u / b.d \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,133 \times f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

Tableau 5.46: vérification des contraintes

Niveaux	Poutres	V (kn)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Observation
RDC	Poutres principales	131.93	1.22	3.33	CV
	Poutres secondaires	85.98	0.91	3.33	CV
1-2	Poutres principales	156.26	1.45	3.33	CV
	Poutres secondaires	118.05	1.25	3.33	CV
3-4- Terrasse	Poutres principales	122.25	1.13	3.33	CV
	Poutres secondaires	102.11	1.08	3.33	CV

b) Contrainte de compression dans le béton

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Les résultats de vérification des contraintes sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5.47: Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Poutres	Position	Ms(KNm)	As(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
RDC	Poutres principales	travée	6.82	12.06	0.94	15	CV
		appuis	6.323	16.68	0.87	15	CV
	Poutres secondaires	travée	24.779	9.24	3.63	15	CV
		appuis	34.926	12.63	5.12	15	CV
1-2	Poutres principales	travée	10.78	12.06	1.5	15	CV
		appuis	14.564	16.68	2.01	15	CV
	Poutres secondaires	travée	25.036	9.24	3.67	15	CV
		appuis	36.88	12.63	5.41	15	CV
3-4-Terrasse	Poutres principales	travée	15.721	12.06	2.17	15	CV
		appuis	19.97	16.68	2.76	15	CV
	Poutres secondaires	travée	27.875	9.24	4.09	15	CV
		appuis	40.181	12.63	5.89	15	CV

c) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi$$

ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 pour les barres HA.

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barre.

Tableau 5.48: condition de l'adhérence des barres

Niveaux	Poutres	V (kn)	ΣU_i	τ_{se}	$\bar{\tau}_{se}$	Observation
RDC	Poutres principales	131.93	301.56	1.35	3.15	CV
	Poutres secondaires	85.98	263.89	1.15	3.15	CV
1-2	Poutres principales	156.26	301.56	1.6	3.15	CV
	Poutres secondaires	118.05	263.89	1.58	3.15	CV
3-4-Terrasse	Poutres principales	122.25	301.56	1.25	3.15	CV
	Poutres secondaires	102.11	263.89	1.36	3.15	CV

d) Vérification de la flèche ; (BAEL B.6.5)

Pour les poutres principales

$$M_t = 121.376 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_0 = (40.86)l^2/8 = 127.68 \text{ KN.m.}$$

Pour les poutres secondaires $M_t = 66.447 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow M_{0 \max} = 71.91l^2/8 = 170.08 \text{ KN.m.}$$

Tableau 5.49: vérification de la flèche

	P principal	P secondaire	Ob
$h/l \geq 1/16$	$0.112 \geq 0,0625$	$0,098 \geq 0,0625$	cv
$h/l \geq 1M_t/10 M_o$	$0.112 \geq 0.095$	$0,098 \geq 0,039$	
$A/b_o d \leq 4,2/f_e$	$0,01005 \leq 0,0105$	$0,0097 \leq 0,0105$	

5.3. Ferrailage des voiles

5.3.1. Introduction

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 11m de hauteur dans la zone III et dans la zone de moyenne sismicité.

Les voiles peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux structuraux destinés à reprendre, outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes dans leur axe fort. Ils présentent deux plan l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x-x) et (y-y).

Pour déterminer les armatures, on doit étudier le voile en flexion composée, en se basant sur les règles BAEL91 et les recommandations du RPA99.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.

5.3.2. Les combinaisons d'action

-Etat limite ultime :

Situation durable : $1.35 G + 1,5 Q.$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$ et $0,8 \pm E.$

-Etat limite de service : $G + Q.$

➤ **Etapes de calcul**

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

Détermination des diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

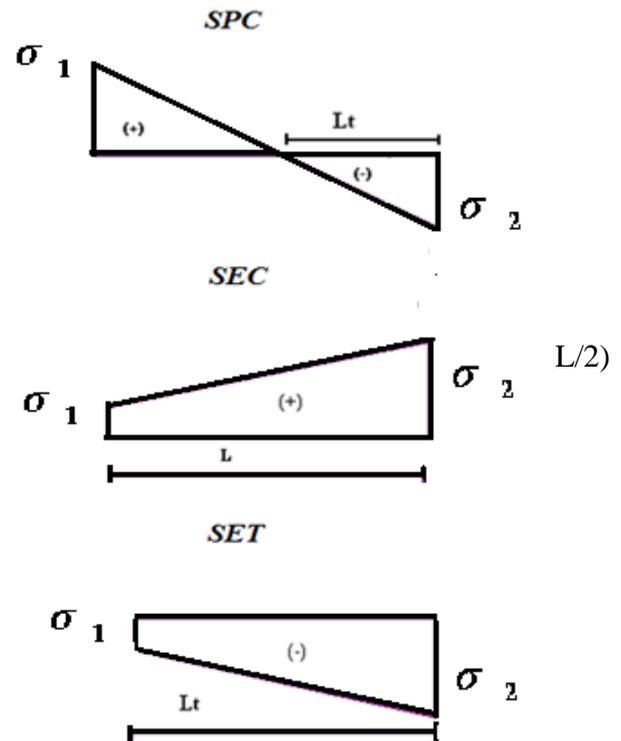
$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

V et V' : bras de levier du voile ($V = V' =$

Détermination de l'effort normal ultime



Section partiellement comprimée (SPC)

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t . e$$

Avec :

L_t : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

❖ **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c . e$$

❖ **Section entièrement tendue (S.E.T)**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t . e$$

5.3.3. Détermination des armatures

1-Armatures verticales

✓ Recommandations de RPA 99 (art A-7-7-4-1)

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- ☞ Le pourcentage minimum des armateurs verticaux sur toute la zone tendue est de 0,2%. ($A_{\min} \geq 0.2 \% .B$) ...art7.7.4.1
- ☞ L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes. (cet espacement doit être au plus égal à 15cm).
- ☞ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

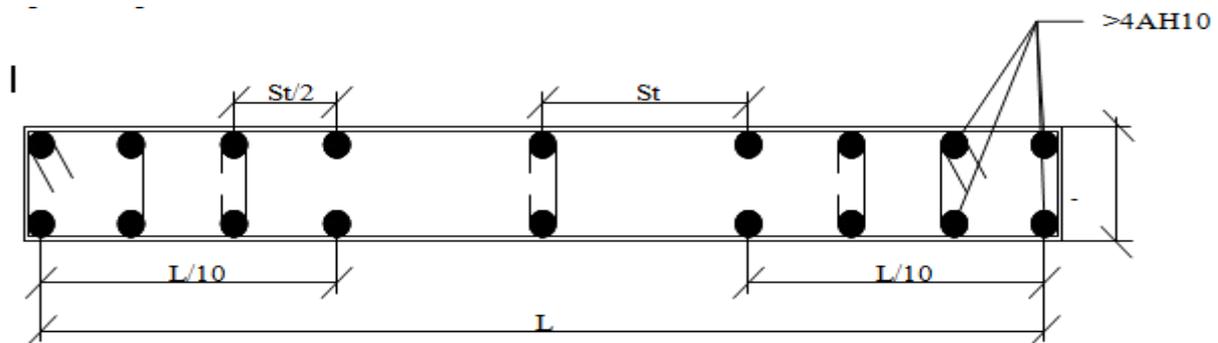


Figure 5.26: Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99.

✓ Recommandations de(BAEL91)

➤ Compression simple (A.5.3.2.BAEL91)

$$A \geq 4 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2\% \leq A/B \leq 0.5\% \quad (B : \text{section de béton}).$$

➤ Traction simple (A.5.4.BAEL91)

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \quad \text{avec: } B : \text{Section du béton.}$$

2-Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur ($10 \times \phi l$)

✓ **Recommandations de RPA 99**

$$A_H = 0.15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10ϕ

✓ **Recommandations de (BAEL91)**

$$A_H = A_v / 4$$

A_v : section d'armature vertical

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

3-Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

■ **Règles communes entre les armatures verticales et horizontales (art A7-7-4-3/ RPA99)**

4-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 :

$$St \leq \min (1,5e ; 30cm).$$

e : épaisseur de voile.

-Longueur de recouvrement

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge

5.3.4. Calcul du ferrailage

Exemple de calcul : (voile V_2 /zone2) :

On adopte une seule zone

$$L=1\text{m} \quad , \quad e=0.2 \text{ m}$$

N .M.V. sont donnes par (ETAPS)

$$N = -959.38 \text{ KN}$$

$$M = 357.834 \text{ KN/m}$$

$$V = 291.74 \text{ KN}$$

$$\Omega = e .L = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = 15321.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = -5727.63 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est entièrement tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L = 0.27 \text{ m}$$

$$N_t = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} = 773.23$$

Armature verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} = 19.33 \text{ cm}^2$$

Armature minimale :

- Vérifications vis à vis du RPAV2003 (art : 7.7.4.1) :

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max \left(0.2\% bL_t, \frac{B.f_t 28}{f_e} \right)$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$0.2\% bL_t = 0.2 \times 20 \times 100 / 100 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B.f_t 28}{f_e} = (20 \times 100 \times 2.1) / 400 = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 19,33 \text{ cm}^2$$

- La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003**:

Zone d'about : $(100/10)=39\text{cm}$. Avec $S_t=10\text{cm}$

Zone courante. $S_t = 15 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

Armature horizontale :

D'après le BAEL91 : $A_H = AV/4 = 20.42/4 = 13.06 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 0.15\% \cdot 2000 = 3 \text{ cm}^2$

Soit donc : 13HA8/nappe avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit : **4 HA8**.

5.3.5. Vérifications

Contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99** [art 7.7.2] à :

$$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V_{\text{max}} = 1316,72 \text{ KN}$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b \cdot d} = 1,4 \frac{291,74 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 1} = 2,27 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{\text{adm}}$ Condition vérifiée.

$$\text{Selon le BAEL : } \tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1316,72 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 1} = 1,62 \text{ MPa}$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Vérification à L'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0,6 f_{c28} = \frac{333,58 \times 10^{-3}}{0,2 + 15 \times 20,36} = 1,44 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Voile de longueur $L=1m$

Tableau 5.50: ferrillages verticales des voiles de longueur 1 m

ZONE		II	III
L (cm)		1	1
A (cm ²)		0.2	0.2
e		0.2	0.2
I		0.017	0.017
V		0.5	0.5
N(KN)		959.38	325.89
M		357.834	209.855
σ_1		15321.42	7801.656
σ_2		5727.63	4542.756
section		PT	PT
L _T		0.27	0.36
N _T		773.23	794.98
A _V		19.33	19.87
A _{BAEL}		10.5	10.5
A _{RPA}		10.5	10.5
A		19.33	19.87
A _{V.adopté}		20.36	20.36
Choix par nappe		9HA12	9HA12
S _t (cm)	courante	15	15
	d'about	10	10

Armature horizontal

Tableau 5.51: ferrailages horizontales des voiles de longueur 1m

ZONE			II	III
Ferrailages Horizontales	$A_h(\text{cm}^2)$	BAEL	5.10	5.10
		RPA	3	3
	$A_{h.\text{adopté}}$		14.08	14.08
	Choix par nappe		14HA8	14HA8
	S_t (cm)		20	20
	$A_t (\text{cm}^2/\text{m}^2)$		4 Epingles au mètre car de HA8	

Vérifications des contraintes

Tableau 5.52: Vérification des voiles de longueur 1 m

ZONE			II	III
Vérification	Contraintes de cisaillement	V (KN)	291.74	208.07
		τ_{adm} (MPa)	5	5
		$\overline{\tau}_b$ (MPa)	2.27	1.62
		τ_b (MPa)	1.62	1.15
	$\overline{\tau}_b$ et $\tau_b \leq \tau_{adm}$		C.V	C.V
	contraintes normales de à l'ELS	N_{ser} (KN)	333.58	217.93
		σ_{bc} (MPa)	1.44	0.9
		$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
		$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V

de longueur $L=2m$

Voile

Tableau 5.53: ferrailages verticales des voiles de longueur 2 m

ZONE		I	II	III
L (cm)		2	2	2
A (cm ²)		0.4	0.4	0.4
e		0.2	0.2	0.2
I		0.13	0.13	0.13
V		1	1	1
N		1364.111	1762.72	7.09
M		1519.27	368.467	338.12
σ_1		15096.96	7241.31	2618.58
σ_2		8276.41	1572.59	2598.14
section		PT	PC	PT
L _T		0.71	0.36	1
N _T		587.6	566.13	259.81
A _V		14.69	14.15	6.5
A _{BAEL}		21	21	21
A _{RPA}		21	21	21
A		21	21	21
A _{V.adopté}		25.14	25.14	25.14
Choix par nappe		16HA10	16HA10	16HA10
S _t	courante	15	15	15
	d'about	10	10	10

Armature horizontal

ZONE		II	III	
Ferrillages Horizontales	$A_h(\text{cm}^2)$	BAEL	5.9	5.6
		RPA	6	6
	$A_{h,\text{adopté}}$		14.08	14.08
	Choix par nappe		14HA8	14HA8
	$S_t(\text{cm})$		20	20
	$A_t(\text{cm}^2/\text{m}^2)$		4 Epingles au mètre car de HA8	

Tableau 5.54: ferrillages horizontales des voiles de longueur 2m

Vérification des contraintes

Tableau 5.55: Vérification des voiles de longueur 2 m

ZONE		I	II	III	
Vérification	Contraintes de cisaillement	$V(\text{KN})$	493.55	478.62	277.49
		$\tau_{\text{adm}}(\text{MPa})$	5	5	5
		$\overline{\tau}_b(\text{MPa})$	1.92	1.86	1.08
		$\tau_b(\text{MPa})$	1.37	1.33	0.77
		$\overline{\tau}_b$ et $\tau_b \leq \tau_{\text{adm}}$	C.V	C.V	C.V
	contraintes normales de à l'ELS	$N_{\text{ser}}(\text{KN})$	450.57	388.09	252.32
		$\sigma_{\text{bc}}(\text{MPa})$	1.02	0.88	0.58
		$\overline{\sigma}_{\text{bc}}(\text{MPa})$	15	15	15
		$\sigma_{\text{bc}} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}}$	C.V	C.V	C.V

Voile de longueur $L=3.2\text{m}$

Tableau 5.56: ferrillages verticales des voiles de longueur 3.2 m

ZONE	I	
L (cm)	3.2	
A (cm²)	0.64	
e	0.2	
I	0.55	
V	1.6	
N	242.46	
M	1856.124	
σ_1	5778.587	
σ_2	5020.79	
section	PT	
L_T	1.5	
N_T	746.96	
A_V	18.67	
A_{BAEL}	33.6	
A_{RPA}	33.6	
A	33.6	
A_{V.adopté}	54.28	
Choix par nappe		24HA12
S_t	courante	15
	d'about	10

Armature horizontal**Tableau 5.57: ferrailages horizontales des voiles de longueur 3.2 m**

ZONE		II	
Ferrailages Horizontales	$A_h(\text{cm}^2)$	BAEL	13.57
		RPA	9.6
	$A_{h,\text{adopté}}$		14.08
	Choix par nappe		14HA8
	$S_t(\text{cm})$		20
	$A_t(\text{cm}^2/\text{m}^2)$		4 Epingles au mètre car de HA8

Vérification des contraintes

Tableau 5.58: Vérification des voiles de longueur 3.2 m

ZONE		I	
Vérification	Contraintes de cisaillement	V (KN)	1155.54
		τ_{adm} (MPa)	5
		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	2.81
		τ_b (MPa)	2
		$\bar{\tau}_b$ et $\tau_b \leq \tau_{adm}$	C.V
	contraintes normales de à l'ELS	N_{ser} (KN)	739.3
		σ_{bc} (MPa)	1.03
		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15
		$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	C.V

Chapitre 6

Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

- **Fondation superficielles** : elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à une faible profondeur de la surface du sol. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.
- **Fondations semi-profondes** : elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur moyenne cas des puits
- **Fondations profondes** : elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur importante de la surface du sol. La transmission des efforts est assurée par d'autres éléments, cas des semelles sur pieux.

6.1.1. Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, ou bien à partir des résultats de sondage effectués par un laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de 2 MPa pour la contrainte admissible du sol σ_{sol}

6.1.2. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement ;
- Le mode constructif ;
- Stabilité totale de l'ouvrage.

Pour le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier. En fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable :

1. Semelle isolée

Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit un poteau le plus sollicité et on doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol}$$

Puisque notre structure contient des voiles périphériques on n'aura pas à prendre en considération la vérification pour les semelles isolées.

2. Semelles filantes

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_u = 37929.59 \text{ kN} \quad \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$37929.59 \times 10^{-3} / 0.2 = 189.65 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{bât} = 361.48 \text{ m}^2$.

Le pourcentage de la surface des semelles par rapport à la surface d'emprise de l'ouvrage est :
 $(189.65 / 361.48) \times 100 = 52.5 \%$

- ❖ La surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter pour un radier général.
- ❖ Ce type de fondation présente plusieurs avantages à savoir :
 - L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la pression exercée par la structure sur le sol,
 - La réduction des tassements différentiels.

3. Radier général :

Le radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

6.2. Pré-dimensionnement du radier :

6.2.1. L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (**h**) doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ **Condition de longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

- ❖ **L_{max}**: Plus grande distance entre deux files successives : $L_{\max} = 5.8\text{m}$.
- ❖ **L_e**: Longueur élastique : $L_e = [4EI / Kb]^{1/4}$
- ❖ **E** : Module d'élasticité du béton
- ❖ **I** : Inertie d'une bande d'1 m de radier.
- ❖ **Ks**: Coefficient de raideur du sol (**le guide VERITAS**)
 $KS = 40 \text{ MN/m}^3$ sol moyen.
- ❖ **b** : largeur du radier (bande de 1m).

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb}, I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{48K L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$E = 32164.18 \text{ MN / m}^2$$

$$K = 40 \text{ MN / m}^3$$

$$L_x = 5 \text{ m}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 5.5^4}{32164.18 \times \pi^4}} = 0.72 \text{ m} \quad \Rightarrow h \geq 72\text{cm}$$

✓ **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

avec **L_{max}**: La distance maximale entre deux files successives est de **5 m**

$$\frac{5}{8} \leq h \leq \frac{5}{5} \Rightarrow 0.625 \leq h \leq 1$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : **100cm**

✓ **Condition de coffrage :**

➤ Dalle : $h_r \geq \frac{L \max}{20} = 25 \text{ cm}$

➤ Poutre : $h_r \geq \frac{L \max}{10} = 50 \text{ cm}$

D'après les conditions précédentes, nous adoptons une dalle de **40 cm** et des Nervures **60 cm**

6.2.2. La surface minimale du radier :

- Pour la détermination de la surface de radier, il faut vérifier la condition suivante :

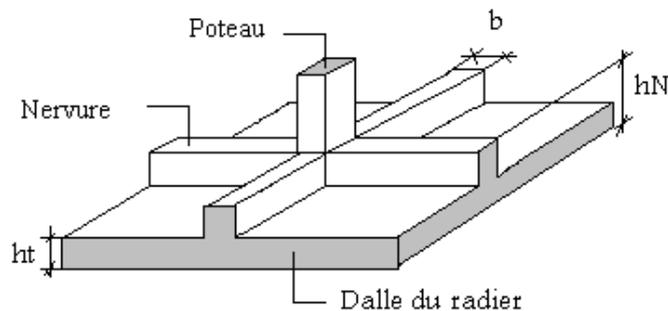


Figure 6.27: Schéma d'un radie

$$\frac{N_u}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad S_{rad} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$\begin{cases} N_u = 37929.59 \text{ KN} \\ N_{ser} = 27611 \text{ KN} \end{cases}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N_u}{\sigma_{adm}} = \frac{37929.59}{200} = 189.65 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}} = \frac{27611}{200} = 138.055 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure est supérieure à la surface nécessaire du radier :

$S_s = 361.48 \text{ m}^2 > S_{rad} = 189.65 \text{ m}^2$ donc il n'est pas nécessaire de prévoir un débord.

6.2.3. Condition de non-poinçonnement :

La vérification se fait pour le voile et le poteau les plus sollicités, cette vérification

S'effectue comme suit : (Art A.5.2.4) CBA932

$$N_U \leq \frac{0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Sous voile :**

On fait cette vérification dans l'élément le plus sollicité soit le voile 01 (L= 3.2m)

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite du voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(L + b + 2h_r) = 2(3.2 + 0.2 + 2) = 10.8 \text{ m}$$

$$N_u = 3979.15 \text{ KN.}$$

$$N_U = \frac{0.045 \times 10.8 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 8100 \text{ KN}$$

8100 KN > 1587.47 KN..... Condition vérifiée

- **Sous poteau :**

$$N_U = 1283.3 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r) = 5.8 \text{ m}$$

$$N_U = \frac{0.045 \times 5.8 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4350 \text{ KN}$$

4350 KN > 1283.3 KNcondition vérifiée

La condition est vérifiée ; ainsi, il n'y a pas de risque de poinçonnement

6.2.3 Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanentes : $G_{\text{batiment}} = 23246.23 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q_{\text{batiment}} = 4364.2 \text{ KN}$

- **Poids total du radier :**

$$G_{\text{radier}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{TVO}} + G_{\text{pf}}$$

- **Poids de la dalle :**

$$G_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} + h_d \times \rho_b = 361.48 \times 0.40 \times 25 = 3619.8 \text{ KN}$$

- **Poids de la nervure :**

$$G_{\text{nervure}} = b_{\text{ner}}(h_{\text{ner}} - h_d) \times L \times \rho_b = 0.6(1 - 0.4) \times 246 \times 25$$

$$G_{\text{nervure}} = 2214 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

TVO (Tout Venant de l'Oued) : est un mélange composé de galets et de sable.

$$G_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{ner}} - h_{\text{d}}) \times \rho_{\text{TVO}}$$

On a : $S_{\text{ner}} = b_{\text{ner}} \times L = 0.6 \times 246 = 147.6 \text{ m}^2$

Donc : $G_{\text{TVO}} = (361.48 - 147.6) \times (1 - 0.40) \times 18 = 3215.7 \text{ KN}$

Avec : $G_{\text{TVO}} = 18 \text{ KN/m}^3$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (361.48 - 147.6) \times 0.1 \times 25 = 534.7 \text{ KN}$$

Donc le poids total du radier est :

$$G_{\text{radier}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{TVO}} + G_{\text{dalle flottante}} = G_{\text{rad tot}} = 9584.2 \text{ KN}$$

a. Surcharge de l'exploitation :

Surcharge du bâtiment : $Q_{\text{batiment}} = 4364.2 \text{ KN}$

b. Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad tot}} + G_{\text{batiment}} = 9584.2 + 23246.23 = 32830.43 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{batiment}} = 4364.81 \text{ KN}$$

c. Combinaison d'action :

$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow N_U = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1.35 \times 32830.43 + 1.5 \times 4364.2 = 50867.4 \text{ KN} \\ \text{ELS} \rightarrow N_S = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 32830.43 + 4364.2 = 37194.63 \text{ KN} \end{cases}$$

2) Condition de résistance au cisaillement :

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1), il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

b : désigne la largeur ($b=1\text{m}$).

$\gamma_b=1.5$

$$V_u = \frac{q_u L_{\max}}{2} \qquad V_u = \frac{N_u L_{\max}}{2.S_{\text{rad}}}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle ($L = 6.2 \text{ m}$)

$$\tau_u = \frac{N_u L_{\max}}{2.S_{\text{rad}}} \times \frac{1}{b \cdot 0.9h} = \frac{50867.4 \times 5}{2 \times 361.98} \times \frac{1}{1 \times 0.9} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6.2.4. Caractéristiques géométriques :

➤ du radier :

a) Le centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} X_G = 13.4 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} Y_G = 8.9 \text{ m}$$

b) L'inertie du radier :

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I_{xx} = \frac{l_x l_y^3}{12} I_{xx} = 12407.45 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{l_y l_x^3}{12} I_{yy} = 27292.95 \text{ m}^4$$

➤ De la structure

a) centre de masse de la structure :

$$(X_G ; Y_G) = (13.222 ; 8.686) \text{ m}$$

b) L'excentricité :

$$e_x = |X_r - X_s| \qquad e_x = 0.178 \text{ m.}$$

$$e_y = |Y_r - Y_s| \quad e_y = 0.214 \text{ m.}$$

6.3. Vérification

6.3.1. Calcul des contraintes :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

On doit vérifier que :

$$\text{ELU : } \sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{ELS : } \sigma_m < \sigma_{sol}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I} \end{cases}$$

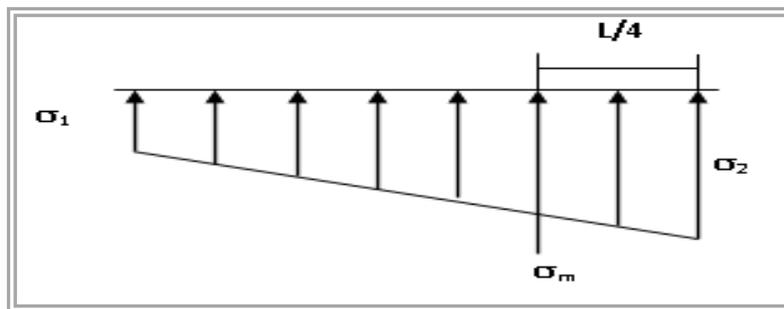


Figure 6.28: diagramme des contraintes

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme. $M = N \cdot e + M_{str}$

V : longueur considérée (bras de levier).

σ_m : contrainte moyenne sous le radier.

$\sigma_{1,2}$: contraintes sous radier au niveau des extrémités.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 6.59: Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N [KN]	37494.36	37194.63	50867.4	50867.4
M [KN.m]	6620.64	7959.65	9054.4	10885.62
V [m]	13.2	8.9	13.2	8.9
I [m⁴]	12407.45	27292.95	12407.45	27292.95
σ_1 [KN/m²]	116.77	105.35	150.16	144.07
σ_2 [KN/m²]	109.73	100.16	140.53	136.98
σ_{moye} [KN/m²]	115.01	104.05	147.75	142.3
σ_{adm} [KN/m²]	200	200	266	266
Vérification	CV	CV	CV	CV

6.3.2. Vérification de soulèvement :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant. $M = M_0 + T_0 \times h$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de RDC

T_0 : L'effort tranchant à la base de RDC

h : profondeur de l'infrastructure

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.60: Vérification de soulèvement

	0.8G + E		G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N [KN]	27611.04	27611.04	18569.98	18569.98
M [KN.m]	49509.60	44177.14	49509.60	44177.14
V ([m]	13.2	8.9	13.2	8.9
I ([m⁴]	12407.45	27292.95	12407.45	27292.95
σ_1 [KN/m²]	81.54	90.68	103.97	64.89
σ_2 [KN/m²]	23.61	61.87	1.37	37.70
σ_{moy} [KN/m²]	67.06	83.49	78.32	58.09
σ_{adm} [KN/m²]	200	200	200	200
Vérification	CV	CV	CV	CV

6.3.3. Vérification de la stabilité au renversement :

D'après le RPA 99 (art 10.1.5), le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- e : l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques.
- M : moment dû au séisme.
- N : charge verticale permanente.

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau 6.61: Vérification de la stabilité au renversement

	0.8 G + Q		G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N [KN]	27611.04	27611.04	14855.98	14855.98
M [KN.m]	49509.60	44177.14	49509.60	44177.14
M/N	1.8	2	3.33	2.97
B/4	6.7	4.475	6.7	4.475
Vérification	CV	CV	CV	CV

6.4. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Ainsi, on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

6.4.1. Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 côtés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles sont calculés pour une bande de largeur unitaire et ont pour valeur de α tel que :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

- 1^{er} cas : si $0 < \alpha < 0.4$ la dalle porte sur un seul sens
 - dans le sens de la petite portée : $M_{0x} = \frac{ql^2}{8}$
 - dans le sens de la grande portée : $M_{0y} = 0$
- 2^{ème} cas : si $0.4 < \alpha < 1$ la dalle porte sur les deux sens

- dans le sens de la petite portée : $M_{OX} = \mu_x q l_x^2$
- dans le sens de la grande portée : $M_{OY} = \mu_y q l_y^2$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des Moments sur appuis et en travée.

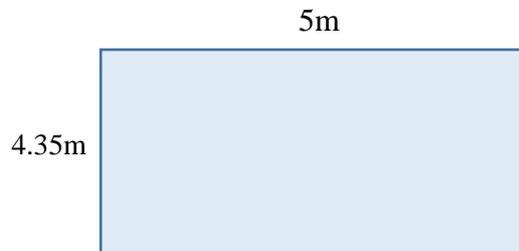


Figure 6.29: Panneau le plus sollicité

6.5. Calcul de ferrailage

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.35}{5} = 0.87$$

$0.4 < \alpha \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens $0.4 < \alpha \leq 16.7$

6.5.1. Moments en appuis et en travées

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x$, $M_{ty} = 0.75M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5M_x$, $M_{ay} = 0.5M_y$)

Si le panneau considéré est un panneau de rive

Moment en travée : ($M_{tx} = 0.85M_x$, $M_{ty} = 0.85M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0.3M_x$, $M_{ty} = 0.3M_y$)

6.5.2. Détermination des charges et des surcharges :

$$L'ELU : q_u = \sigma_m^{\max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(147.75 - \frac{9584.2}{361.98} \right) = 121.27 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 6.62: Résultats de calcul des moments l'ELU

panneau	L _x [m]	L _y [m]	α	U _x	U _y	Mox [KNm]	Moy [KNm]
P	5	4.35	0.87	0.05	0.73	114.74	83.73

b) L'ELS

$$L'ELS : q_s = \sigma_m^{\max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(115.01 - \frac{9584.2}{361.98} \right) = 88.53 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 6.63: Résultats de calcul des moments l'ELS

panneau	L _x [m]	L _y [m]	α	U _x	U _y	Mox [KN.m]	Mo [KNm]
P	5	4.35	0.87	0.053	0.78	88.79	69.25

6.5.3. Calcul des armatures :

➤ Pourcentage minimal :

Suivant le petit côté : $A_{x \min} \geq 8 \times h = 3,2 \text{ cm}^2$

Suivant le grand côté : $A_{y \min} \geq 8 \times h \times \frac{3-\alpha}{2} = 3,41 \text{ cm}^2$

Condition de non-fragilité : $A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 10.5 \text{ cm}^2$

➤ Escapement maximal :

$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$

$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$

• Calcul des armatures à L'ELU :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_U [KN m]	86.055	57.37	62.8	41.87
A_s [cm ²]	7.08	4.72	5.2	3.45
A_{smin} [cm ² / ml]	4.35	4.35	4.35	4.35
Choix de barres	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
A_s adp[cm ² / ml]	7.7	7.7	7.7	7.7
Espacement	20	20	20	20

Tableau 6.64: Armatures à L'ELU

6.5.4. Vérification :

- **Vérification des contrainte à l'ELS**

Dans le béton : On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} = y_1 \cdot K \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15MPa$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta (A + A') y - \eta (Ad - A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta K (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}})$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

sens xx :

Tableau 6.65: Vérification des contraintes sens xx a l'ELS

Zone	M_{ser} [KN m]	A_{ad} [cm ²]	σ_{bc} [MPA]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPA]	σ_s [MPA]	$\bar{\sigma}_s$ [MPA]	condition
Appuis	44.4	7.7	3.31	15	173.04	202	vérifiée
Travée	66.6	7.7	4.97	15	194.68	202	vérifiée

Sens yy :

Tableau 6.66: vérification des contraintes sens yy a l'ELS

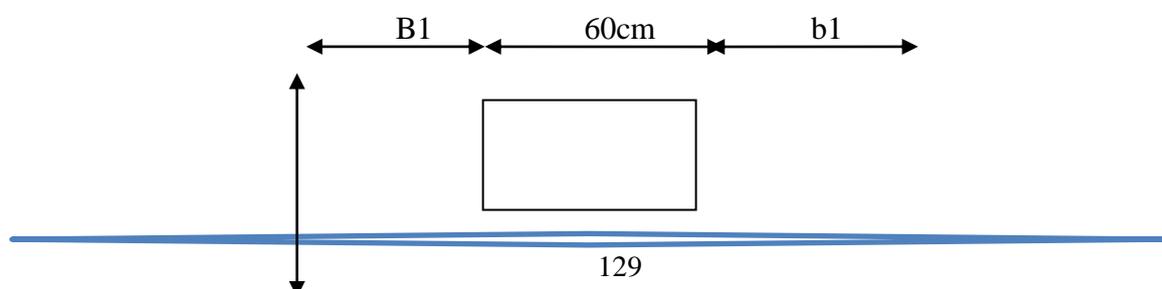
Zone	M_{ser} [KN m]	A_{ad} [cm ²]	σ_{bc} [MPA]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPA]	σ_s [MPA]	$\bar{\sigma}_s$ [MPA]	condition
Appuis	45.37	7.7	3.39	20	176.82	202	vérifiée
Travée	68.06	7.7	5.08	20	198.35	202	vérifiée

6.6. Ferrailage des poutres (nervures) :

6.6.1. Dimensionnement des nervures :

La section de la nervure est considérée comme une section en T Avec :

b_1 : cette largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure ne doit pas dépasser le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre, le 1/10 de la portée.



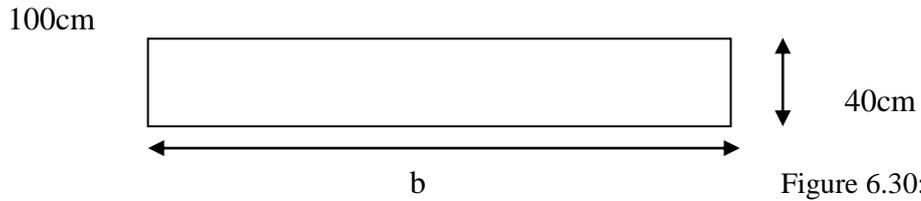


Figure 6.30:

Dimensionnement des nervures

b: largeur de la dalle de compression **b = 2b₁ + b₀**

$$b_1 < \min (L_x/2 ; L_y/10)$$

$$b_1 < \min (400 ; 50)$$

On prend : b₁ = 40 cm

Donc : b = 140 cm

On a : q_u = 121.27KN/m²

$$q_s = 88.53 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 6.67: Evaluation des charges

	Triangulaire	Trapézoïdale
q _m [KN.m ²]	Q _{eq} = q · l _x /3	Q _{eq} = q · l _x /3 · (1-α ² /3)
q _t [KN.m ²]	Q _{eq} = q · l _x /4	Q _{eq} = q · l _x /2 · (1-α ² /2)

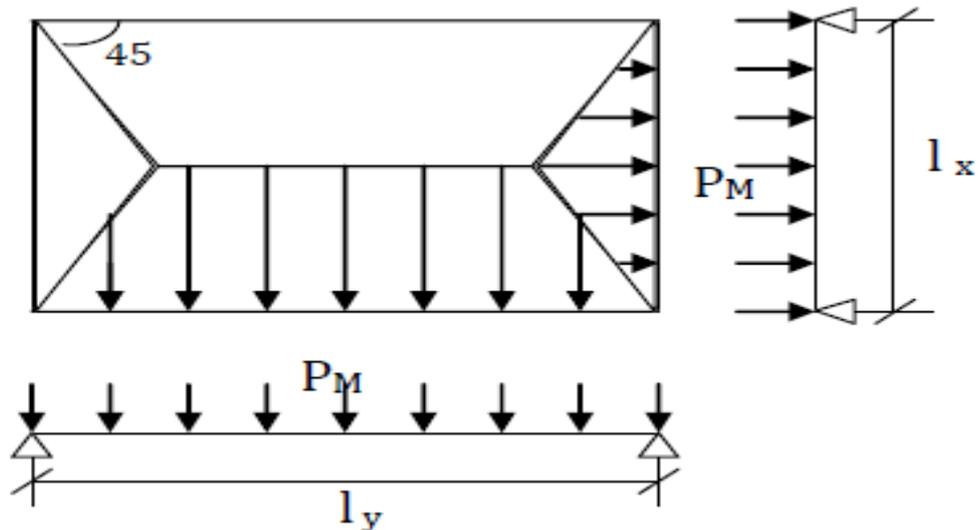


Figure 6.31: Transmission des charges

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.68: Détermination des charges

Combinaisons	q [KN.m ²]	Sens x x	Sens y y
		q _M [KN.m ²]	q _M [KN.m ²]
ELU	121.27	175.842	151.12
ELS	88.53	110.663	137.56

6.6.2. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau 6.69: Ferrailage des nervures longitudinales et transversales

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	ELU		ELU	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M(KN.m)	274.76	412.13	134.04	268.1
A _S (cm ²)	8.29	12.56	4.01	8.09
A _{min} (cm ²)	6.52	6.52	6.52	6.52
choix des barres	8T16	8T16	8T16	8T16
A _{adop} (cm ²)	16.08	16.08	16.08	16.08

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t = \left(\frac{h}{35} \frac{b}{10} \varnothing_l \right)$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

6.6.3. Espacement des armatures :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varnothing_l \right\} = \min \{ 25 ; 120 \} = 19.2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

6.6.4. Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

6.6.5. Les vérifications :

- **A l'ELU :**

1) Vérification de l'effort tranchant :

- **Sens longitudinal :**

$$V_u = 558 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b_0} = \frac{331.82 \times 10^3}{1.4 \times 0.9 \times 10^6} = 0.26 \text{ MPA}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{CV}$$

• Sens transversal :

$$V_u = 648.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b_0} = \frac{648.82 \times 10^3}{1.4 \times 0.9 \times 10^6} = 0.51 \text{ MPA}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.51 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{CV}$$

2). Vérification des contraintes :

➤ **A L'ELS :**

Dans le béton : On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} = y_1 \cdot K \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta (A + A') y - \eta (Ad - A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta K(d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_c; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}})$

• Sens transversal :

Tableau 6.70: Vérification des contraintes l'ELS (sens transversal)

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adp} [cm ²]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Observat ion
------	---------------------	---------------------------------	------------------------	------------------------------	---------------------	---------------------------	-----------------

appuis	172.92	16.08	3.16	15	136.81	202	CV
travée	259.37	16.08	4.74	15	198.97	202	CV

• Sens longitudinal :

Tableau 6.71: Vérification des contraintes l'ELS (sens longitudinal)

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adp} [cm ²]	σ_{bc} [MPA]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPA]	σ_s [MPA]	$\bar{\sigma}_s$ [MPA]	Observation
appuis	162.69	16.08	2.98	15	128.69	202	CV
travée	244.03	16.08	4.46	15	193.04	202	CV

CONCLUSION

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris note de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier celui de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC ou encore ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de la préconisation de RPA qui fait passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de L'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre et interpréter et même observer le comportement de la structure en phase vibratoire. L'utilisation de ce logiciel nous a permis d'acquérir une grande rentabilité dans notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant la disposition des voiles nous avons constaté que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Nous espérons que notre présent travail puisse servir de rampe de lancement à de futurs travaux et projets des promotions à venir.

Bibliographie

➤ Règlements

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ Cours et mémoires

- Cours de Béton armé 3^{ème} année.
- Cours de calcul des structures en béton armé master 1.
- Cours de « Résistance des matériaux » 3^{ème} année.
- Cours dynamique de structures master 1.

➤ Logiciels

- Logiciel ETABS 9.7Analyse des structures
- Logiciel AUTOCADversion 2014.....Dessin
- Logiciel EXCEL 2013.....Calcul.
- Logiciel WORD 2013.....Traitement du texte.