

Filière : Génie civil

Spécialité : STRUCTURES

Thème

**Etude d'un bâtiment 2 sous-sol
RDC+9 à usage d'habitation**

Présenté par :

1. Chehida nadir
2. Ghezzali Mohamed

Devant le jury composé de :

Président :	Zelmat Yassine
Encadrant :	Bahar Sadek
Examineur :	Achour Aida

Année universitaire : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Je dédie ce modeste travail à ma famille, qui ma doté d'une éducation digne, et d'un amour qui à fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

A mon père, et ma mère : sources de joie et de bonheur

A mes frères et sœurs

A tous mes amies

Remerciements



A l'issue de mon stage professionnel, je tiens à exprimer ma sincère gratitude à tous ceux qui ont directement ou indirectement contribué à la réussite de mon stage.

Avant tout développement de cette expérience professionnelle, il semble y avoir une opportunité de débiter ce rapport de stage, merci à tous les professeurs et tout le personnel administratif qui m'ont préparé théoriquement, ainsi qu'à ceux qui m'ont apporté beaucoup de connaissances pendant le stage. Même ceux qui ont la gentillesse peuvent rendre ce type de stage très rentable. Par ailleurs, je tiens également à remercier Mr. **Bahar Sadek**, le maître de stage, qui nous a dispensé une formation en patience et pédagogie et nous a soutenus tout au long de sa carrière. Enfin, je remercie tous les ingénieurs, techniciens et ouvriers pour leurs conseils lors de mon stage.

Sommaire

Dédicace
Remerciements

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I. Introduction	3
I.1. Présentation de l'ouvrage	3
I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment	3
I.2.1. Caractéristiques géométriques du sol	3
I.3. Description structurale	4
I.3.1. Choix du contreventement	4
I.3.2. Règlements et normes utilisés	4
I.4. Les états limites	5
I.4.1. États Limites Ultimes (ELU)	5
I.4.2. États Limites de Service (ELS)	5
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.5.1. Le béton	6
I.5.2. Résistance du béton	6
I.5.2.1. Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93)	6
I.5.2.2. Résistance caractéristique à la traction	7
I.5.2.3. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\epsilon)$	7
I.5.2.4. Les contraintes limites ultimes du béton	8
I.6. L'acier	10
I.6.1. Définition	10
I.6.2. Nuances des aciers utilisés	10
I.6.2.1. Contraintes de calcul aux états limites	11
I.7. Les actions et sollicitations	12
I.7.1. Sollicitations	13
I.7.2. Différentes combinaisons d'actions données par le RPA	13
I.8. Conclusion	13

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

I. Introduction	15
II.1. Pré dimensionnement des Poutres	15
II 1.1. Poutre secondaire	15
II 1.2. Poutre principale	16
II 2. Pré dimensionnement du Plancher	16
II.2.1. Plancher à corps creux	16
II.2.2. Plancher à dalle pleine	17
II.3. Pré dimensionnement des Voiles	21
II.3.1. Les voiles de contreventement	21
II.4. Les escaliers	22
II.4.1. Définition générale	22
II.4.2. Composition d'un escalier	22
II.4.3. Dimensionnement d'escalier	23
II.6. Pré-dimensionnement des poteaux	24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	31
III.2. Calcul des planchers	31
III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression	31
III.2.1.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles	31
III.2.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles	31
III.2.2 Etude de la poutrelle	32
III.2.3 Calcul des armatures	37
III.3. Calcul du balcon	43
III.3.1. Evaluation des actions	43
III.3.2. Calcul des sollicitations	44
III.3.3. Les moments et les efforts tranchants.....	45
III.3.4. Calcul du ferrailage	46
III.3.5. Les vérifications	47
III.4. Calcul de L'acrotère	48
III.4.1. Schéma statique	49
III.4.2. Calcul des sollicitations	49
III.4.3. Calcul des armatures à l'ELU	50
III.4.4. Les vérification	51
III.5. Etude de la dalle pleine de la salle machine	52
III.5.1. Dimensionnement	53
III.5.2. Calcul des sollicitations à L'ELU : $V = 0$	54
III.5.3. Calcul des sollicitations à L'ELS : $V=0.2$	54
III.5.4. Evaluation des moments M_x , M_y système de levage	54
III.5.5. Ferrailage	
III.6. Calcul des escaliers	
III.6.1. Composition des escaliers.....	
III.6.2. Type des escaliers	
III.6.3. Evaluation des actions	
III.6.4. Ferrailage	
III.6.5. Les vérifications	
III.7. Pré dimensionnement de la poutre palière	

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	
IV.2. L'étude dynamique.....	
IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique	
IV.2.2. Modélisation de la structure étudiée.....	
IV.2.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment	
IV.3. L'étude sismique	
IV.3.1. Présentation des différentes méthodes de calcul.....	
IV.3.2. Vérification des déplacements latéraux inter-étage	
IV.3.3. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99/2003. Art 5.9)	

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction.....	
V.2. Etude des poteaux	
V.2.2. Recommandations du RPA99.V2003	
V.3 Ferrailage des poutres	

V.3.1 Prescriptions données par RPA99/version 2003	
V.4. Ferrailage des voiles	
V.4.1. Les combinaisons d'action	
VI.4.2. Recommandations de RPA	
V.4.3. Ferrailage des voiles	

• **Chapitre IV : Étude de l'infrastructure**

VI.1. Introduction	
VI.2. Etude de sol	
VI.3. Choix du type de fondation	
VI.3.1. Dimensionnement de la semelle	
VI.4.1. Pré dimensionnement du radier	
VI.4.3. Vérifications	
VI.4.3.1 Vérification du renversement	
VI.4.3.2 Vérification au poinçonnement	
VI.4.3.7. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	
VI.4.4. Ferrailage des panneaux du radier.....	
VI.4.4.1. Calcul des sollicitations	
VI.4.4.2. Calcul du ferrailage	
VI.4.4.3. Vérification de la continuité des moments	
VI.4.5. Ferrailage du débord du radier	
VI.5. Etude de voile périphérique	
VI.5.1. Introduction.....	
VI.5.2. Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2).....	
VI.5.3. Dimensionnement	
VI.5.4. Détermination des sollicitations	
VI.5.5. Méthode de calcul	
VI.5.5.1. Contrainte totale	
VI.5.6. Ferrailage du voile	
VI.5.6.1. Ferrailage minimale	
VI.5.5.2. Evaluation des moments	
VI.5.6.3. Calcul des armatures	
VI.5.7. Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU	
VI.5.7.1. Calcul de l'effort tranchant	
VI.5.7.2. Armatures transversales	
VI.5.8. Vérification des contraintes à l'ELS	

Introduction générale

Introduction générale

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, dont elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par le choix de construction verticale à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y'a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

La conception du bâtiment en zone sismique est généralement menée avec l'hypothèse d'encastrement à la base. Cette hypothèse néglige la flexibilité du sol qui induit une augmentation du période fondamentale de la structure. En conséquence, l'interaction sol-structure (ISS) peut avoir un effet nuisible sur la réponse de la structure et la simplification de l'effet de l'ISS dans les codes sismiques peut conduire à une mauvaise conception des structures.

Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux**

I. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base, sur lesquelles l'ingénieur prend appui, pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre à la description du projet et à l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage a étudié un bâtiment à usage d'habitation (R+9+2 sous-sols) Contreventé par voile, implanté à Oued Lberdi Wilaya de Bouira.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) cet ouvrage est classé selon sa destination ; situer en zone de moyenne sismicité (**II a**) dans le groupe d'usage 2

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Notre projet a une forme rectangulaire, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

Hauteur d'étage courant : h_{ec}

Hauteur de RDC : h_{rdc}

Hauteur de sous-sol 1 : h_1

Hauteur de sous-sol 2 : h_2

Hauteur totale de bâtiment : H

Largeur du bâtiment : B

Longueur du bâtiment : L

$h_{ec}(m)$	$h_{rdc}(m)$	$h_1(m)$	$h_2(m)$	$H(m)$	$B(m)$	$L(m)$
3.23	3.57	4.08	3.57	37.40	24.5	26.73

I.2.1. Caractéristiques géométriques du sol

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de forte sismicité (zone IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 1.6$ bar

I.3. Description structurale

❖ Les planchers

Ils sont Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.

❖ **Les maçonneries**

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (20x10) cm séparées par une âme d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

❖ **Les escaliers**

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre

❖ **L'acrotère**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse

❖ **Balcons**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

I.3.1. Choix du contreventement

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone III, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.3.2. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 99 (Béton Armé Aux Etats Limites)
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges)
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.4. Les états limites

L'état limite est l'état où toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance.

I.4.1. États Limites Ultimes (ELU)

Ce sont ceux qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue :

- L'équilibre statique
- La résistance d'un élément de la construction
- La stabilité de forme (flambement)
- La fatigue

I.4.2. États Limites de Service (ELS)

Ce sont ceux qui mettent en cause le **comportement** de la construction en exploitation. On distingue deux cas :

- ✓ Ouverture des fissures
- ✓ Déformation des éléments

➤ Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites à l'ELU

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELU sont les suivantes :

1. Conservation des sections planes.
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
Le béton tendu est négligé dans les calculs.
3. L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton
4. L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
5. Le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte-déformation de calcul (figure I.2).
6. Pour le comportement du béton, on adoptera le diagramme rectangulaire simplifié (figure I.1) (car la section n'est que partiellement comprimée).
7. L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
8. Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

À l'ELS

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELS sont les suivantes :

1. Les sections planes restent planes après déformation.
2. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.

3. Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
4. Le béton tendu est négligé.
5. L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
6. L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
7. Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égal à 15.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

➤ Concept du Béton Armé

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40 MPa, néanmoins sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. L'acier présente une très bonne résistance à la traction, de l'ordre de 500 MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture. Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé.

I.5.1. Le béton

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

I.5.2. Résistance du béton

I.5.2.1. Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée. Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art A.2.1.1.1)**.

✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j}$

✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{1}{1.40 + 0.95j}$

- ❖ Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance

f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

- ❖ Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :

I.5.2.2. Résistance caractéristique à la traction

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

$f_{tj} = 0.60 + 0.06f_{cj}$	$\text{si } f_{cj} \leq 60\text{MPa (A. 2.1, 12 BAEL91)}$
------------------------------	---

Pour = **28jours** $\rightarrow f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

I.5.2.3. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\epsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

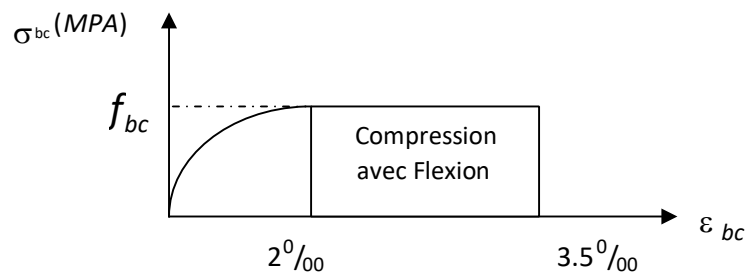


Figure I.1 Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\epsilon_{bc})$.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion : le diagramme de calcul est dit parabole rectangle. ($2\text{‰} < 3.5\text{‰}$)

Section rectangulaire : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ **CBA 93 (Article A.4.3.4.1)**

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- $b \gamma$: Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma = 1.15 \rightarrow$ situation accidentelle
 - ✓ $\gamma = 1.5 \rightarrow$ situation courante (durable).
- $\theta = 1 \rightarrow$ pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9 \rightarrow$ pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85 \rightarrow$ pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

I.5.2.4. Les contraintes limites ultimes du béton

a) Etat limite ultime (ELU)

1. La contrainte limite de compression à l'ELU :

Section rectangulaire : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ **BAEL 91 (Article A.4.3)**

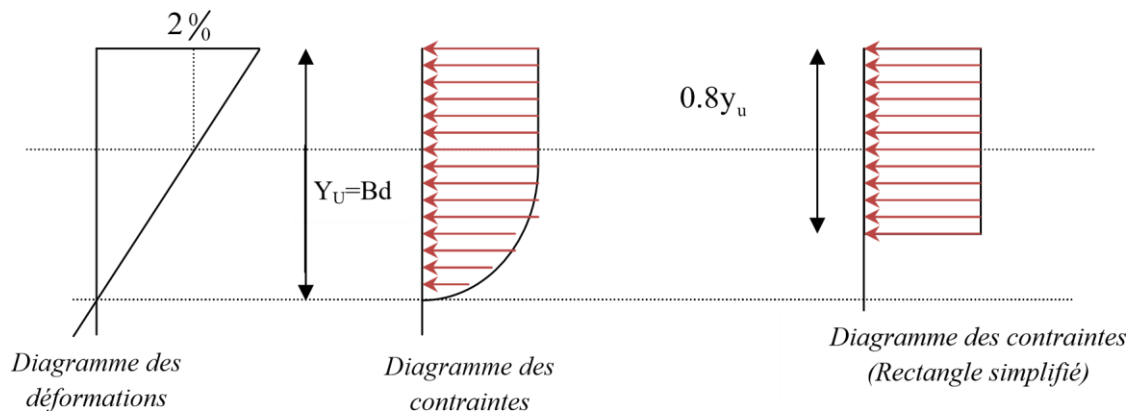


Figure I.2. Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2. La contrainte de cisaillement :

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right], 5 \text{ mpa} \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$. $\rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPA durable}$

$\tau_u = 4.35 \text{ MPA Accidentelle}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left[0.14 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right], 4 \text{ mpa} \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$. $\rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ MPA durable}$

$\tau_u = 3.26 \text{ MPA Accidentelle}$

3. Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ **CBA 93 (Article A.4.5.2)**

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $\rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

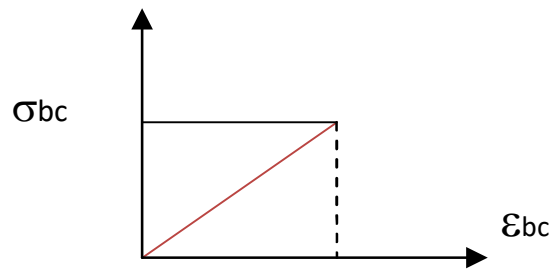


Figure I.3. Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

❖ Module de déformation longitudinale de béton

On distingue les modules de Young :

- Module de Young instantané E_{ij}
- Module de Young différé E_{vj}

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations dues au fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé. $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$E_{vj} = 37000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

✚ Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0$ → pour le calcul des sollicitations à l'ELU

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

✚ Module d'élasticité transversale

Il est donné par :

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

$G = 0.4E \rightarrow$ Pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E \rightarrow$ Pour le béton fissuré (ELU).

I.6. L'acier

I.6.1. Définition

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

1) Les treillis soudés (TR)

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

2) Les ronds lisses (RL)

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

3) Les aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA)

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être $\geq 5\%$.

Les nuances des aciers utilisées sont :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de **FeE400** de limite élastique de **400MPa**.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance **FeE235 Mpa** avec **Ø6**.

I.6.2. Nuances des aciers utilisés

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

I.6.2.1. Contraintes de calcul aux états limites

1. Etat limite ultime (ELU)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_{spourcse} \leq \epsilon_s \leq 10\%$$

$$\rightarrow \text{avec } \epsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s \leq \epsilon_s$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \epsilon_s = \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10 \text{ MPa} \dots \dots \text{Module d'élasticité longitudinal de l'acier} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa Situation accidentelle.} \end{cases}$$

I. Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)

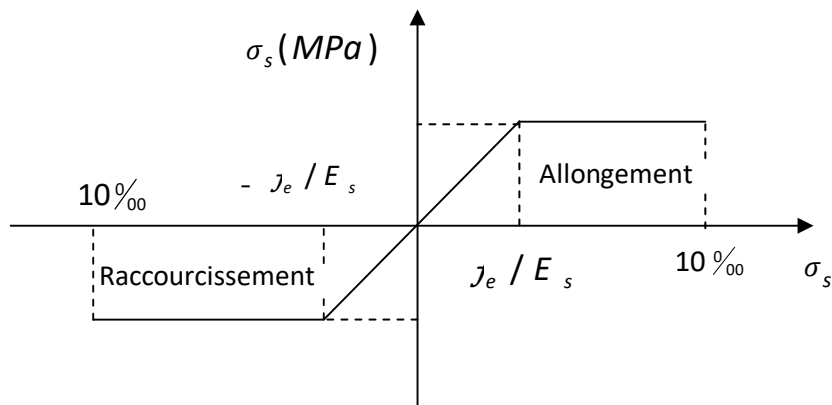


Figure I.4. Diagramme contraintes déformations.

II. Etat limite de service (ELS) : Selon le BAEL91

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

- 1) Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification à faire
- 2) Fissuration préjudiciable :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**

- 3) Fissuration très préjudiciable (ouvrage en mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min [0.5 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}] \text{ CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1 \dots \dots$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6 \dots$ Pour les HA

I.7. Les actions et sollicitations

Actions : Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes
- ✓ Des charges d'exploitation
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions :

i. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

ii. Les actions variables (Qi)

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

iii. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers
- Explosion
- Avalanche, ...etc.

I.7.1. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.7.2. Différentes combinaisons d'actions données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation normale :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$ ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q+E$ $0.8G+E$ $G+Q+1.2 \times E$.

I.8. Conclusion

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés. Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II



Pré-dimensionnement des éléments

I. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations. Cette phase est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches...), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

II.1. Pré dimensionnement des Poutres

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

Avec : L_{max} : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

II 1.1. Poutre principal

On a $L_{max} = 600\text{cm}$

Donc $\frac{600}{15} \leq \frac{600}{10} \rightarrow 40\text{cm} \leq h_p \leq 60\text{cm}$

$18\text{cm} < b < 36\text{cm}$

Alors, on prend :

$$\begin{cases} h_p \geq 30\text{cm} \\ b_p \geq 20\text{cm} \\ h/b \geq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_p = 45 \geq 30\text{cm} \\ b_p = 35 \geq 20\text{cm} \\ \frac{45}{35} = 1.29 \leq 4 \end{cases}$$

(b_p, h_p) : dimensions de la poutre principal.

❖ Vérification des conditions du RPA

- ✓ $b_p = 45\text{cm} > 30\text{cm}$, vérifiée
- ✓ $h_p = 35\text{cm} > 20\text{cm}$, vérifiée
- ✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.29 < 4$, vérifiée

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

II 1.2. Poutre secondaire

On a $L_{\max} = 350\text{cm}$

Donc $\frac{350}{15} \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23.33\text{cm} \leq h_s \leq 35\text{cm}$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 30\text{cm} \\ b_s = 20\text{cm} \end{cases}$ (bp, hp) : dimensions de la poutre secondaire.

❖ Vérification des conditions du RPA

✓ $b_s = 30\text{cm} > 20\text{cm}$, vérifiée

✓ $h_s = 35\text{cm} > 30\text{cm}$, vérifiée

✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.29 < 4$, vérifiée

❖ Pré dimensionnement de Poutrelle

$$h_t = 20\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} 4\text{cm épaisseur de la dalle compression} \\ 16\text{cm épaisseur du corp creux} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre : $b_0 = 10\text{cm}$

II 2. Pré dimensionnement du Plancher

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour l'étage commercial et ceux à usages d'habitations
- Plancher à dalle plane pour ceux du sous-sol.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir de conditions citées ultérieurement ci-dessous.

II.2.1. Plancher à corps creux

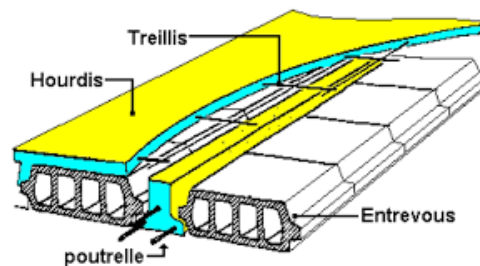


Figure II.4. Plancher corps creux

Le plancher est dimensionné à partir du critère de la flèche donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

ht : Hauteur totale du plancher.

L : Portée max entre nu d'appui des poutres.

II.2.2. Plancher à dalle pleine

❖ Condition de coupe-feu

e = 07cm : pour une (01) heure de coup de feu.

e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu .

❖ Condition acoustique

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm.

✚ Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers

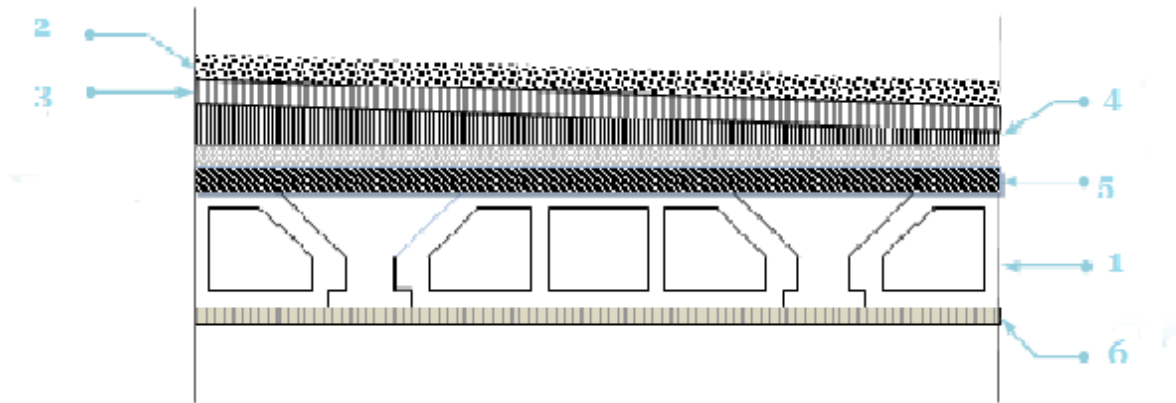


Tableau II.1. Charge permanente de plancher terrasse

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2-Etanchéité multicouche	0.02	12	0,24
3-Papier kraft	2feuilles	/	0.50
4-Forme de pente	0.08	22	1.76
5-Isolation thermique	0.04	4	0.16
6-Par vapeur	0.01	1	0.01
7-Plancher corps creux	16+4	/	2.8
8-Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G TOTAL			6.52 (KN/m²)

❖ **Plancher étage courant**

ETAGE COURANT :

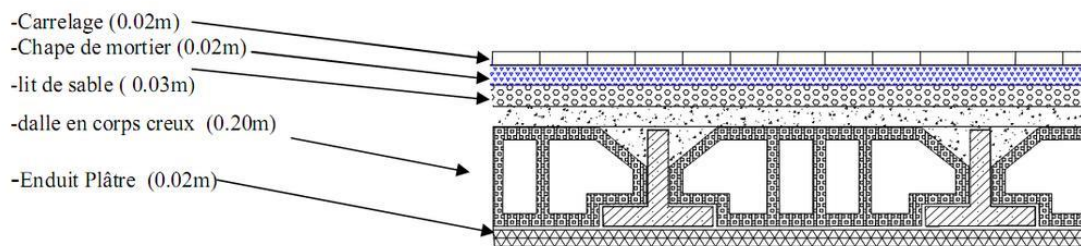


Figure II.3. Coupe d'un plancher à corps creux

Tableau II.2. Charge permanente de plancher courant

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.4
2-Charpe de ciment	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Plancher en corps creux	16 + 4	/	2.80
5-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Cloison de répartition	0.10	/	1
G Total			5.16

❖ **Murs extérieurs et Mur intérieure**

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm

Tableau II.3. Charge permanente de maçonnerie (mur extérieur et mur intérieure)

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse extérieur	0.01	/	0.90
Brique creuse intérieur	0.01	/	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G total :			2.40
Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse intérieur	0.01	/	0.90
Revêtement en plâtre	0.02	10	0.2
G total :			1.30

❖ **Garde-corps**

Tableau II.5. Charge permanente de maçonnerie (garde-corps).

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse intérieur	0.01	/	0.90
Revêtement en ciment	0.02	20	0.4
G total		1.70	

❖ Acrotère

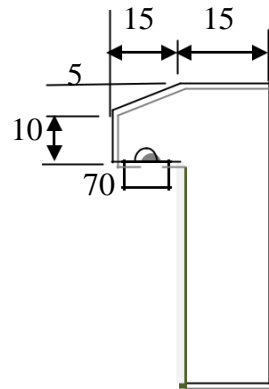


Figure. II 5. Coupe verticale de l'acrotère.

▪ Charges permanentes

$$S = (0.7 \times 0.15) + (0.15 \times 0.025) + (0.1 \times 0.15) = 0.123m^2$$

$$G = (S \times \rho) = 0.123 \times 25 = 3.075kn/ml$$

▪ Surcharges d'exploitation

$$Q = 1kn/ml$$

❖ Plancher dalle pleine :

1ier type de dalle pleine (sur 2 appuis) :

Largeur : 1.45m

Longueur : 3.50m

$$ep < \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14.5cm$$

$$ep = 15cm$$

2ème type de dalle pleine (sur 4 appuis) : Condition de résistance à la flexion

$$e1 \geq \frac{Lmax}{50} = \frac{600}{50} = 12cm$$

Condition de coupe-feu : e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu

On adopte : ep = 15 cm

Tableau II.6. Charge permanente de la dalle pleine.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Chape de ciment	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
G total			5.31

II.3. Pré dimensionnement des Voiles

II.3.1. Les voiles de contreventement

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé. Le système de contreventement utilisé dans notre cas est mixte assuré par des voiles et des portiques. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités et ils doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs voiles, dimensionnés selon le R.P.A

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile de contreventement et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l et les conditions de rigidité des extrémités.

❖ **Epaisseur du voile :**
$$\begin{cases} e \geq 11cm \\ e = f(he) \end{cases}$$

Avec : $ht = h - e$ (dalle) (hauteur libre d'étage)

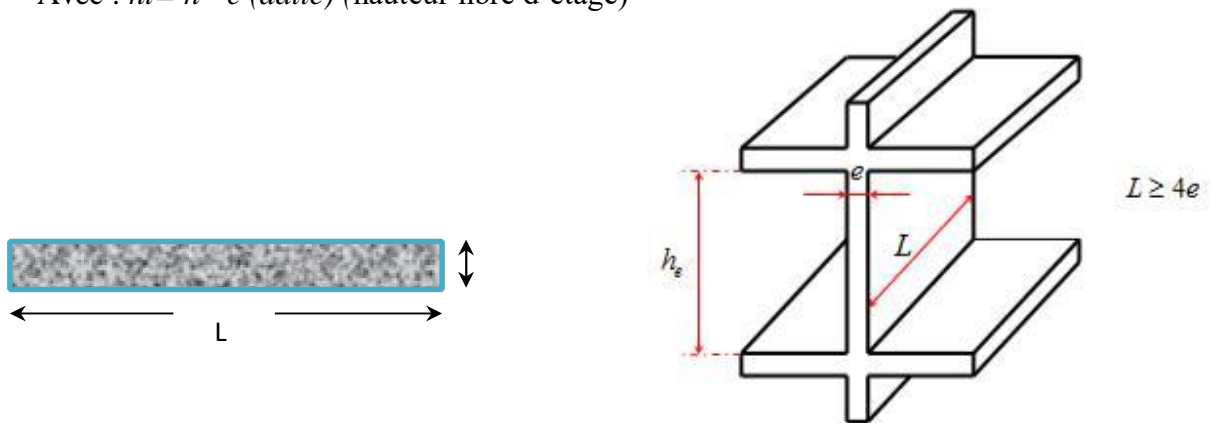


Figure II.3. Schéma d'un voile en élévation.

L'épaisseur minimale est $e_{min} = 15cm$, de plus l'épaisseur doit être déterminée En fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

- ✓ On va opter pour un voile simple
 - L : longueur minimale du voile.
 - e : épaisseur du voile, $\Rightarrow e \geq \frac{he}{20}$

$$e \geq \frac{388}{20} \Rightarrow e \geq 19.4cm$$

$$e \geq \max(15, 19.4) \Rightarrow e \geq 19.4cm = 20cm$$

II.4. Les escaliers

II.4.1. Définition générale

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

II.4.2. Composition d'un escalier

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Giron (g) : la largeur de la marche
- La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales
- L'emmarchement : la longueur de la marche (l).
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h)
- Marche : la partie horizontale de la marche
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.
- Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport a l'horizontale, pour les escaliers confortables ; $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$.

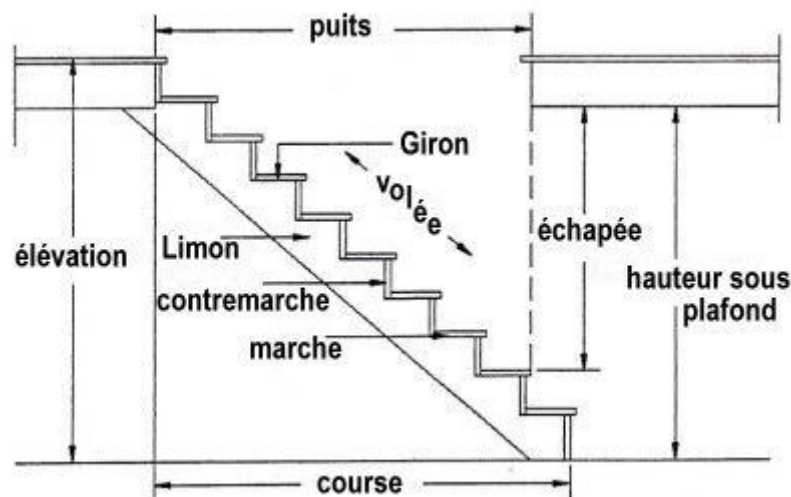


Figure II.4. Schéma d'un escalier

II.4.3. Dimensionnement d'escalier

Epaisseur(e)(palier et palliase)		Marche et contre marches			
1. L/30 e L/20		60 2h+g65 (Relation de Blondel)			
		Type 1	Type2	Type3	Type 4
Hauteur (h) (cm)		17			17
Giron(g) (cm)		30			30 19.25
Epaisseurs palier et paillasse (cm)		15			15
Nombre de marches (n)		10	9	3	8

Tableau II .7.Charge permanente de palier.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine (palier)	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G total			5.11

Tableau II .8. Charge permanente de paillasse.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids des marches	0.17/2	25	2.13
Dalle pleine (paillasse)	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G total			6.88

II.6. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

➤ **Stabilité de forme (flambement).**

➤ **Résistance à la compression :**

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **(RPA99 Art.7.4.1)**, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone II**:

- $\text{Min}(h ; b) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(h ; b) \geq h_e/20$ **he** : hauteur d'étage
- $0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure ci-dessous.

Avec : S est la surface supportée par le poteau le plus défavorable. On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

a. Dimensionnement selon BAEL 91

• **La formule générale :**

$$Br = \frac{k \times \beta \times Nu}{\theta \times \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times \frac{f_{ed}}{100}}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} k = 1 \\ \theta = 1 \end{cases} f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_c 28}{\theta} \times \gamma_b = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Tel que : Br = (a-0.02) (b-0.02) : section réduite obtenue en retirant 1 cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0.2 \frac{\lambda^2}{35^2} & \text{si } \lambda \geq 50 \\ 0.85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \geq \lambda \geq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra : $\lambda=35$

D'où :

$$1 + 0.2 \frac{\lambda^2}{35^2} = 1.2$$

Nu : Effort normal ultime sollicitant le poteau

D'après le BAEL 99 doit respecter la condition ci –après :

$$Nu \geq \left[\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + A \frac{fe}{\gamma s} \right]$$

Connaissant le pourcentage minimal des armatures longitudinales donné dans l'article 7.4.2.1 du RPA99/V2003 on pourra déterminer la section minimale réduite du béton :

$$Br \leq 0.65Nu$$

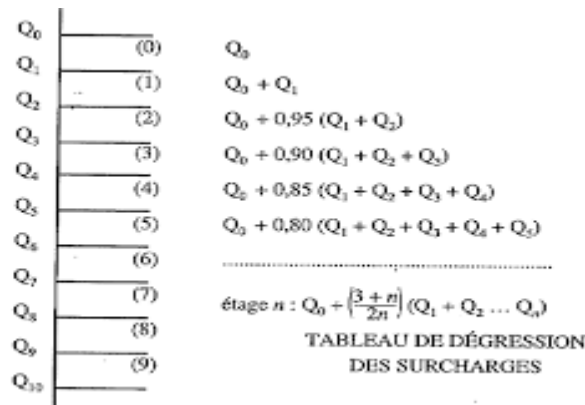


Fig. II.6. Schéma de la loi de dégression

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

NB : le dimensionnement se fera pour les poteaux les plus sollicités

Poteau	Surface prise (m ²)		Surface majoré (m ²)
Poteau central	20.52		Majorée de 15% = 23.6
Poteau de rive	Plancher	8.75	Non majorée
	balcon	4.72	Non majorée
Poteau d'angle	plancher	4.37	Non majorée
	balcon	2.36	Non majorée

a . Poteau central : La surface revenant au poteau central est

3.5m

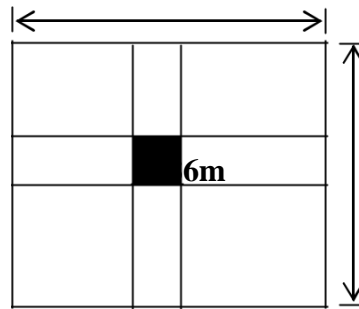


Figure II.9. Surface d'influence du poteau central.

Tableau II.7. Calcul de poteau central.

Niveau	G (KN/m ²)	Gmaj (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Qmin (KN/m ²)	smaj (m ²)	Nucum (KN/m ²)	Nucum xSmaj (KN)	0.6xNu (cm ²)	a=b (cm)	S A (cm ²)
Terrasse	6.52	7.17	1	1	23.60	/	/	/	/	/
N9	5.16	5.67	1.5	1.5	23.60	11,18	263.85	171,5	15,09	50X50
N8	5.16	5.67	1.5	1.35	23.60	21,09	497.72	323,5	19,98	50X50
N7	5.16	5.67	1.5	1.2	23.60	30,77	726.17	472,01	23,72	50X50
N6	5.16	5.67	1.5	1.05	23.60	40,23	949.42	617,12	26,84	50X50
N5	5.16	5.67	1.5	0.9	23.60	49,46	1167.25	758,71	29,54	50X50
N4	5.16	5.67	1.5	0.75	23.60	58,47	1379.89	896,92	31,93	50X50
N3	5.16	5.67	1.5	0.75	23.60	67,25	1587.1	1031,61	34,11	50X50
N2	5.16	5.67	1.5	0.75	23.60	76,03	1794.3	1166,29	36,15	50X50
N1	5.16	5.67	2.5	1.25	23.60	84,81	2001,51	1300,98	38,06	50X50
RDC	5.16	5.67	2.5	1.25	23.60	94,33	2226,18	1447,01	40,03	60X60
S SOL1	5,56	6,21	2,5	1,25	23.60	103,85	2450,0	1593,05	41,91	65X65
S SOL2	/	/	/	/	23.60	114,1	2692,76	1750,29	43,83	65X65

Tableau II.8. Calcul de poteau d'angle

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Gmaj (KN/m ²)	Qmin (KN/m ²)	NuxS (KN)	Numur (KN)	Nubal (KN)	NUacr (KN)	Nutot (KN)	1,2xBr (cm ²)	A=b (cm)	S A(cm ²)
Terrasse	6.52	1	7.17	1	/	/	/	23.24	/	/	/	/
N9	5.16	1.5	5.67	1.5	48,86	47,115	30,09	23.24	149.03	107.5	12.36	30X30
N8	5.16	1.5	5.67	1.35	92,07	94,23	60,18	23.24	269.72	194.19	15.93	30X30
N7	5.16	1.5	5.67	1.2	134,33	141,31	90,27	23.24	389.15	280.18	18.73	35X35
N6	5.16	1.5	5.67	1.05	175,63	188,46	171,36	23.24	558.7	402.25	22.05	35X35
N5	5.16	1.5	5.67	0.9	215,92	235,57	150,45	23.24	625.18	450.12	23,21	40X40
N4	5.16	1.5	5.67	0.75	241,13	282,69	180,54	23.24	727.6	523.87	24.88	40X40
N3	5.16	1.5	5.67	0.75	292,57	329,8	210,85	23.24	856.46	616.65	26.83	45X40
N2	5.16	1.5	5.67	0.75	330,89	376,92	210,85	23.24	941.9	678.16	28.04	45X40
N1	5.16	2.5	5.67	1.25	369,22	432,43	210,85	23.24	1035,74	745.73	29,30	45X45
RDC	5.16	2.5	5.67	1.25	408,01	487,94	210,85	23.24	1130.13	813.69	30,52	45X45
S. SOL1	5,56	2,5	6,21	1,25	446,68	487,94	210,85	23.24	1168.71	841.47	31,00	50X45
S . SOL2	/	/	/	/	487,72	487,94	210,85	23.24	1209,75	871,02	31,51	50X45

b. Poteau d'angle



Figure II.10.Surface d'influence du poteau d'angle.

d. Poteau de rive

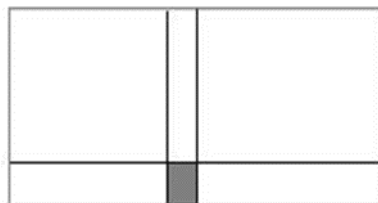


Figure II.11.Surface d'influence du poteau rive.

Tableau II.9. Calcul de poteau rive.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Gmaj (KN/m ²)	Qmin (KN/m ²)	NuxS (KN)	Nu mur	Nuba l	Nubal.C xS	NUacr	Nutot	Br (cm ²)	A=b (cm)	S A(cm ²)
Terrasse	6.52	1	7.17	1			12.75	60.18	10.76	87.62			
N9	5.16	1.5	5.67	1.5	97.82	36.99	25.5	120.36	10.76	265.93	159.55	14.63	30X30
N8	5.16	1.5	5.67	1.35	184.45	73.98	38.25	180.54	10.76	449.73	269.83	18.42	30X30
N7	5.16	1.5	5.67	1.2	267.13	110.97	51	240.72	10.76	629.58	377.74	21.43	35X35
N6	5.16	1.5	5.67	1.05	347.9	147.96	63.75	300.9	10.76	824.2	484.51	24.01	35X35
N5	5.16	1.5	5.67	0.9	426.65	184.95	76.5	361.08	10.76	983.42	590.05	26.29	40X40
N4	5.16	1.5	5.67	0.75	503.38	221.94	89.25	421.26	10.76	1157.34	694.40	28.35	40X40
N3	5.16	1.5	5.67	0.75	580.12	258.93	102	481.44	10.76	1331.25	798.75	30.26	45X40
N2	5.16	1.5	5.67	0.75	656.25	297.13	102	481.44	10.76	1445.58	867.34	31.45	45X40
N1	5.16	2.5	5.67	1.25	740.24	335.34	102	481.44	10.76	1567.78	940.66	32.67	45X45
RDC	5.16	2.5	5.67	1.25	823.46	373.54	102	481.44	10.76	1689.2	1013.52	33.83	45X45
S .SOL1	5,16	2,5	5,67	1,25	906,76	476,86	102	481,44	10,76	1875,82	1125,49	35,54	50X45
S. SOL2	5,16	2,5	5,67	1,25	990,06	544,18	102	481,44	10,76	2026,44	1215,86	36,86	50X45

Commentaire

D'après l'article 7.4.1 de RPA, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux ; pour leur confère une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Donc on adoptera les sections suivantes :

Section de poteaux (cm ²)	L ₀ (m)	λ	Condition $\lambda < 35$
RDC (60x60)	3.57	14.39	Vérifié
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages (50x50)	3.57	17.27	Vérifié
3 ^{ème} -9 ^{ème} , étages (50x50)	3.23	15.63	Vérifié
sous-sol 1 (65x65)	3.57	13.29	Vérifié
sous-sol 2 (65x65)	4.08	15.19	Vérifié

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée.

Conclusion

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement

Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
65x65	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 65$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e / 20)$	$(h_e / 20) = 20.4$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1 / h_1) = 1$	Condition vérifiée
60x60	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 60$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e / 20)$	$(h_e / 20) = 17.85$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1 / h_1) = 1$	Condition vérifiée
50x50	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e / 20)$	$(h_e / 20) = 16.15$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1 / h_1) = 1$	Condition vérifiée

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.
- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.

III.2. Calcul des planchers

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées, ils sont constitués de :

$$\text{Plancher} = \text{poutrelles} + \text{corps creux} + \text{dalle de compression}$$

III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage en treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

III.2.1.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A1 = \frac{4 \times 1}{fe} = \frac{4 \times 60}{520} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

1 : distance entre axe des poutrelles (50 cm < 1 < 80 cm).

Soit : $A1 = 6T6 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = 15 \text{ cm}$

III.2.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A2 = \frac{A1}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.375 \text{ cm}^2$$

Soit : $A2 = 6T6 = 2.01 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $St = 15 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520).

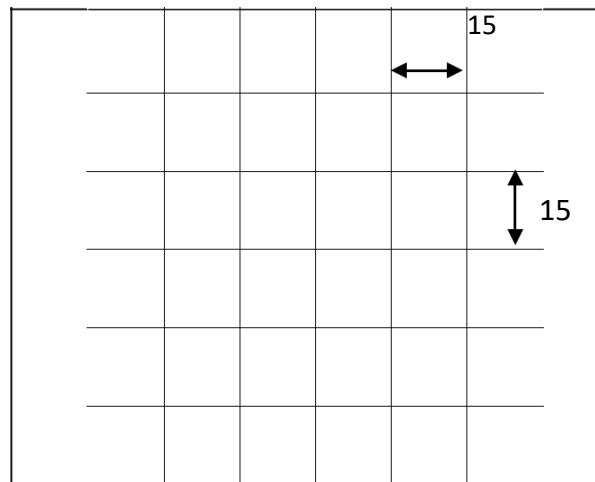


Figure III.1. Treillis soudés (150 x 150)

III.2.2. Etude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

a. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 kN/m² et celui de la main d'œuvre.

G1	G2	Q	qu	Mu	Tu
0.1	0.62	1	2.472	3.785	4.326

- G1 : Poids propre de la poutrelle.
- G2 : Poids du corps creux.
- Q : surcharge de l'ouvrier.
- qu : Combinaison de charges à L'ELU.
- Mu : le moment en travée.
- Tu : l'effort tranchant en travée.

Ferrailage

Tableau III.1.Caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutrelle.

M (KN.m)	H(m)	B(m)	c(m)	f _{c28} (MPa)	F _{eE} (MPa)
3.785	0.04	0.10	0.02	25	400

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{MPa}$ $\mu_{bu} = 6.67$

On a $\mu_{bu} = 6.67 > \mu_1 = 0.392$ → section doublement armée, mais vue la faible hauteur de la poutrelle pour placer les armatures de compression, on prévoit un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges d’avant le coulage.

b. Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l’ensemble des poutrelles.

c. Dimensionnement de la poutrelle

- h : hauteur de la poutrelle
- h₀ : hauteur de la dalle de compression
- b₀ : largeur de la nervure

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}, 8h_0, \frac{L_0}{2} \right\}$$

L : portée libre entre nus.

L₀ : distance entre axe des poutrelles.

h (cm)	h ₀ (cm)	b ₀ (cm)	(cm)
(16+4)	4	10	25

d. Evaluation des actions

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Combinaisons d'action	
			ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Plancher terrasse	4.23	0.65	6.69	4.88
(2^{eme} -9^{eme}) étage	3.35	0.975	5.99	4.32
1^{ere} étage+2 s.sol	3.35	1.63	6.96	4.98

La combinaison la plus défavorable est celle de 1er étage et 2 sous-sols avec :

$$q_u = 6.96(\text{KN/ml}) \quad , q_s = 4.98 (\text{KN/ml})$$

e. Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des moments en travées, aux appuis et efforts tranchants le BAEL99 propose trois méthodes de calcul :

- méthode forfaitaire.
- méthode de Caquot.
- méthode des trois moments(RDM)

- Conditions d'application de la méthode forfaitaire

- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- La fissuration est non préjudiciable.
- $Q \leq \min(2G, 5\text{Kn}/\text{m}^2)$

-Vérification

- $Q = 1.5 \text{ kn/ml} \quad Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kNn}/\text{m}^2\}$
 $2G = 2 \times 3.35 = 6.7 \text{ KN/ml} \Rightarrow 1.63 < 2G \quad \text{condition vérifiée}$
 $Q = 1.63 < 5 \text{ kn/ml} \quad \text{condition vérifiée}$

▪ La fissuration est non préjudiciable

La fissuration ne compromet pas la tenue des revêtements ni celles des cloisons.

▪ Toutes les travées ont un même moment d'inertie

Les éléments du planché ont une même inertie dans les différentes travées.

▪ Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25

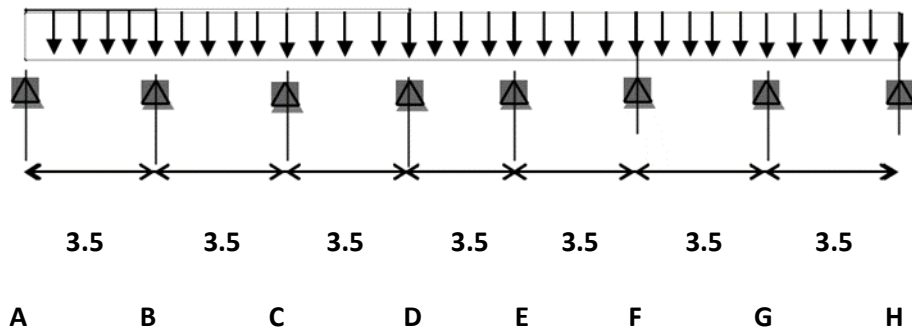


Figure III.3. Schéma statique du plancher.

$0.8 \leq 1 \leq 1.25$ Condition vérifiée

Conclusion

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on a conclu que la méthode forfaitaire est applicable.

- Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

- Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées

$$\alpha = Q/Q + G \quad \text{AVEC} \quad 0 \leq \alpha \leq 2/3$$

$$\alpha = Q/Q + G = \frac{1.63}{1.63+3.35} = 0.327$$

$$0 \leq 0.327 \leq \frac{2}{3}$$

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

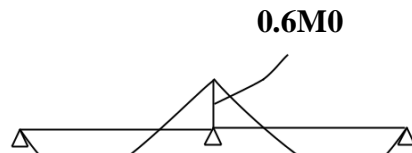
M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise à une charge $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée
- M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

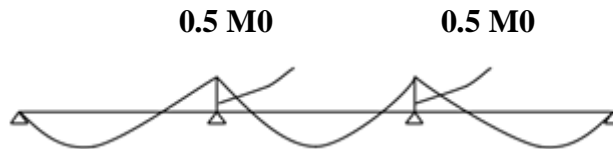
$$m_t \geq \max \left[1.05M_0, \frac{1+0.3\alpha}{2} \frac{M_w+M_e}{M_0} \right] - \frac{M_w+M_e}{2}$$

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

- **0.6 M₀ pour une poutre de deux travées.**



- **0.5 M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées**



- **0.4 M₀ pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.**

$$\geq 0.50M_0$$

$$\geq 0.40M_0$$

$$\geq 0.40M_0$$

$$\geq 0.50M_0$$



Tableau III.2. Rapport des charges

α	$1 + 0.3\alpha$	$(1.2+0.3\alpha)/2$	$(1+0.3\alpha)/2$
0.327	1.098	0.64	0.54

$$(q_u = 6.96 \text{ kN /ml})$$

❖ **Calcul des efforts tranchants à l'ELU**

Exemple de calcul Pour la travée de rive (1 - 2) :

$$a = 1.55m \text{ et } b = 1.95m$$

$$V_w = -2 \times \frac{(M_w + M_t)}{a} = -11.63 \text{ kn}$$

$$V_e = -2 \times \frac{(M_w + M_t)}{b} = 14.71 \text{ kn}$$

$$(q_{ser} = 4.98 \text{ kn/ml})$$

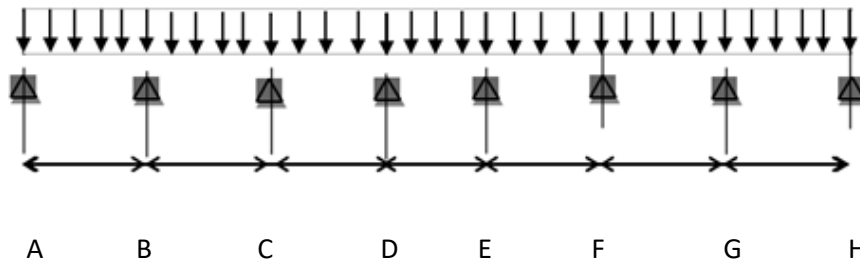


Figure III.5. Schéma statique de plancher à l'ELS.

Tableau III.3. Les efforts tranchants à L'ELU.

Travée	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	a (m)	b(m)	V_w (kN)	V_e (kN)
1 – 2	0	5.33	9.02	1,55	1,95	-11 .63	14.71
2 – 3	5.33	4.26	6.90	1,8	1,7	-13.58	13.12
3 – 4	4.26	4.26	7.43	1,75	1,75	-13.36	13.36
4 – 5	4.26	4.26	7.43	1,75	1,75	- 13.36	13.36
5 – 6	4.26	4.26	7.43	1.75	1.75	- 13.36	13.36
6 – 7	4.26	5.33	6.90	1.71	1.79	- 9.34	9.77
7 – 8	5.33	0	9.02	1.95	1.55	-10.53	8.34

Calcul des moments fléchissant à L'ELU

Tableau III.4. Les moments fléchissant à L'ELU

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
L(M)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
	10.65	10.65	10.65	10.65	10.65	10.65	10.65	
Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
coeff	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0
M(apuis)	0	5.33	4.26	4.26	4.26	4.26	5.33	0
M_t	9.02	6.90	7.43	7.43	7.43	6.90	9.02	
M_t	/	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	/	
Mt	6.81	/	/	/	/	/	6.81	
M	9.02	6.90	7.43	7.43	7.43	6.90	9.02	

III.2.3 Calcul des armatures

- Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis.

Armatures longitudinales

- En travées

$$M_{\max} = 9.02 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{ab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 54.41 \text{ kn.m}$$

$M_{\max} \leq M_{ab} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

60cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bu}} = 0.0327$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$10^4 \mu_{bu} = 3440\gamma + 49f_c 28 - 3050\mu_{lu} = 0.295$$

21cm

$$\mu_{bu} = 0.0327 < \mu_{lu} = 0.295 \rightarrow A' = 0$$

(Pas d'armature comprimé $A'=0$)

$\mu_{bu} < 0.275$ Méthode simplifiée.

10cm

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.177 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_e} = 1.46 \text{ cm}^2$$

On opte : $A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

- Aux appuis

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

Le moment maximal aux appuis :

$$M_{\max} = 5.33 \text{ (kN.m)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bu}} = 0.0193$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$10^4 \mu_{bu} = 3440\gamma + 49f_c 28 - 3050\mu_{lu} = 0.295$$

$$\mu_{bu} = 0.0193 < \mu_{lu} = 0.295 \rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0.275$ Méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.177 \text{ cm}$$

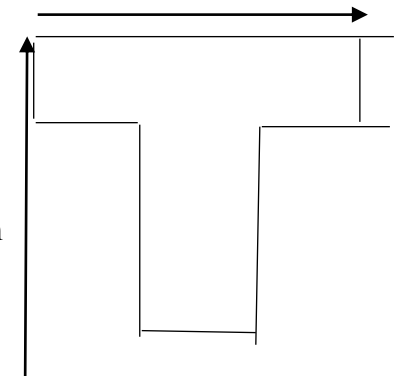
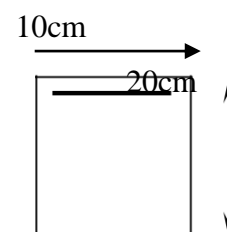


Schéma de la poutrelle



$$A_s = \frac{Mu}{Z \times f_e} = 0.86 \text{ cm}^2$$

On opte : AS = 1T12 + 1T10 = 1.92 cm²

Avec : 1T10 filant et 1T12 comme chapeau.

Armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi L; \frac{b}{10} \right] \phi = \min [\leq 0.57; 1.2; 1]$$

On choisit un cadre Ø6 avec : $A_t = 2T6 = 0,67 \text{ cm}^2$

L'espace entre cadre

$$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = (0.9; 0.18; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

Soit un espacement : $St = 15\text{cm}$.

Conclusion : Les armatures transversales seront réalisées par des étriers T6, avec un espacement constant Avec $St = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

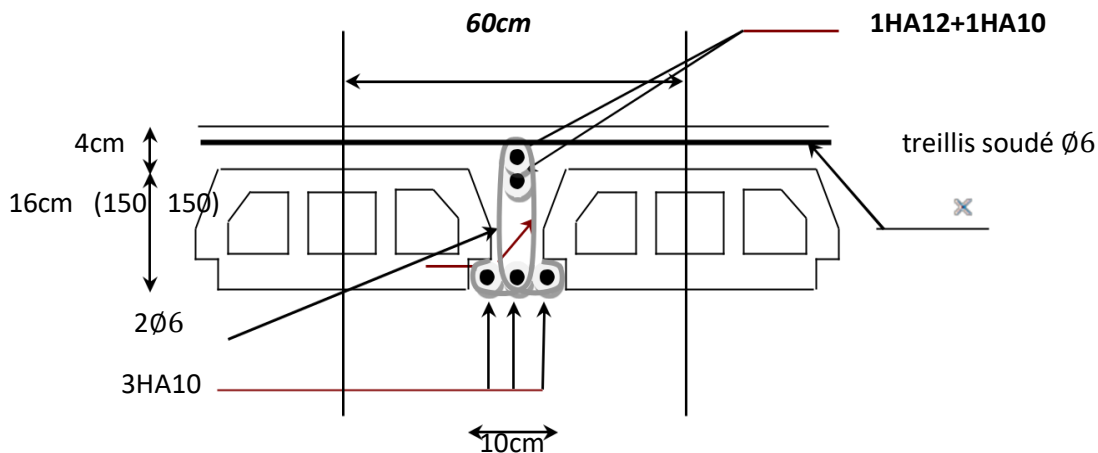


Figure III.10. Ferrailage du plancher

- **Calcul de l'ancrage**

- **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)**

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \varphi^2 s \times ft_{28} \text{ avec } \varphi s = \begin{cases} 1: \text{acier rond lisse} \\ 1.5: \text{barres HA} \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1}{4} \times \frac{400}{2.84} = 35.27 \text{ cm soit : } L_s = 40 \text{ cm}$$

• Les Vérifications

- Vérifications à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 0.26$$

En travée : $A_u = 2.36 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$

Eux appuis : $A_u = 1.92 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$ est la somme des périmètres des barres ($\sum \mu_i = n\pi\varnothing$ avec n est le nombre des barres).

$$\tau_{se} = \frac{14.71 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 163.2} = 0.556$$

$$\bar{\tau}_{se} = T_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.556 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée)

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

$\tau_u \leq \tau = \min(0.20 \times \frac{f_{c28}}{y_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$ (la fissuration est peu préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{14.71 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.817 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

Vérifications à l'ELS

- Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = KY$

$$k = \frac{M_{se}}{I} \text{ avec } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d-y)^2 + \hat{A}s(y-d)^2] & \text{Moment d'inertie} \\ \frac{by^3}{3} + n(A + \hat{A})y - n(Ad - \hat{A}d) = 0 & Y : \text{position de l'axe neutre} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

	$M_s (KN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$
Travée	6.465	2,36	4	8218.4	3.14	Vérifiée
Appui	3.81	1.92	3,1	7287.61	1,62	Vérifiée

Vérification des contraintes dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{y_s} = 348 Mpa$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Vérification des contraintes dans l'acier.

	$M_s(kN.m)$	$A (cm^2)$	$y (cm)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \sigma_s$
Travée	5.84	2,36	3,9	348	148.2	Vérifiée
Appui	3.77	1.92	3,6		116.8	Vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable = aucune vérification n'est nécessaire

- **Vérification de conditions**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} + 0.057 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow C.N.V$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- G : Charge permanente après mise en place des cloisons.
- P : Charge Totale (P = G + charge d'exploitation).
- J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

Détermination du centre de gravité

$$Y_g = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h_0) \times \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[(h - h_0) \times b_0 \times \frac{(h - h_0)}{2}\right] + 15 \times A_s \times c}{b \times h_0 + (h - h_0) \times b_0 + 15 \times A_s}$$

Détermination du moment d'inertie

G	P	J	E_i	E_v
6.33	8.83	5.03	32164.19	10818.86
M_G	M_P	M_J	Y_G	I_Y
4.12	5.75	3.28	13.02	33923.421

- **Pourcentages des armatures**

D'après le B.A.E.L 83 : $\rho_1 = \rho \times 100 = 1.31$ $\beta_1 = 0.8459$

- Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\sigma_{se} = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = 11.47 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = 16.01 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{si} = \frac{M_i}{A \times \beta_1 \times d} = 9.13 \text{ kn/m}^2$$

- Calcul de

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_t 28}{4 \times p \times \sigma_{sg} + f_t 28} \right] = 0.36$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_t 28}{4 \times p \times \sigma_{sp} + f_t 28} \right] = 0.25$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_t 28}{4 \times p \times \sigma_{sj} + f_t 28} \right] = 0.42$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} \quad \text{avec } I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + n a_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_t 28}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = 3.2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0.02 f_t 28}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = 1.28$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 21604.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda v \times \mu g} = 31826.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu p} = 25828.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu j} = 19834.53 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de flèche (totale admissible)**

$$f_{gi} = \frac{Mg \times L^2}{10 \times Ei \times I_{fi}^g} = 0.07 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{Mg \times L^2}{10 \times Ev \times I_{fv}^g} = 0.14 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{Mg \times L^2}{10 \times Ei \times I_{fi}^j} = 0.06 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{Mg \times L^2}{10 \times Ei \times I_{fi}^p} = 0.08 \text{ cm}$$

• **La flèche totale**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0.14 - 0.06) + (0.08 - 0.07) = 0.09 \text{ cm}$$

• **La flèche admissible**

Pour $L=350 \rightarrow \Delta f_{max} = L/500 = 350/500 = 0.7 \text{ cm}$

Donc $\Delta f_t = 0.09 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0.7 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

III.3. Calcul du balcon

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de 15cm d'épaisseur. Elles sont calculées console (une dalle pleine encastree dans les poutres).

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

Action permanente (poids propre G),

Action variable (main courante et surcharges d'exploitation Q).

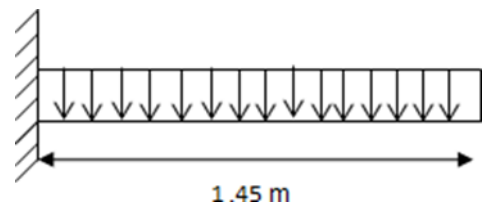


Schéma statique du balcon

III.3.1. Evaluation des actions

Charge permanentes : G1

Surcharges sur le balcon : Q1

Charge de garde-corps : G2

Surcharges dus à la main courante : Q2

$G_1(\text{KN/m}^2)$	$Q_1(\text{KN/m}^2)$	$G_2(\text{KN/ml})$	$Q_2(\text{N/ml})$
5.31	3.5	1.7	1

III.3.2. Calcul des sollicitations

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

Combinaison fondamentale

À L'ELU

$$\begin{cases} qu = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 \\ qu = 1.35 (5.31) + 1.5 (3.5) \end{cases} \Rightarrow qu = 12.41 \text{kn/m}$$

$$\begin{cases} pu = 1.35G_2 \\ pu = 1.35 (1.7) = 2.29 \end{cases} \Rightarrow pu = 2.29 \text{kn}$$

$$\begin{cases} Qu = 1.5Q_2 \\ Qu = 1.5 (1) = 1.5 \end{cases} \Rightarrow Qu = 1.5 \text{kn}$$

À L'ELS

$$\begin{cases} qs = G + Q \\ qs = 5.31 + 3.5 \end{cases} \Rightarrow qs = 8.81 \text{kn/m}$$

$$Ps = Gs \Rightarrow Ps = 1.7 \text{KN}$$

$$Qs = Q2 \Rightarrow Qs = 1 \text{KN}$$

Schéma statique de calcul

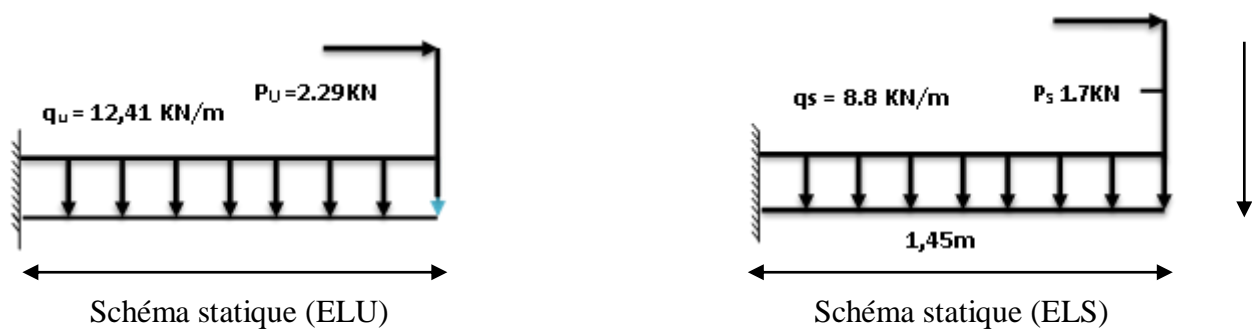


Figure III.11. Schéma statique des balcons.

III.3.3. Les moments et les efforts tranchants

À L'ELU

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$:

$$M_u(x) = qu \frac{x^2}{2} + pu(x) + Qu \Rightarrow M_u(0\text{m}) = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$M_u(x) = 6.20 x^2 + 2.29 x + 1.5 \Rightarrow M_u(1.45\text{m}) = 17.85 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \begin{cases} qu x + pu \\ 12.41x + 2.29 \end{cases} \Rightarrow T_u(0\text{m}) = 2.29 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_u(1.45\text{m}) = 20.28 \text{ KN}$$

À L'ELS

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$:

$$M_u(x) = qs \frac{x^2}{2} + ps(x) + Qs \Rightarrow M_s(0\text{m}) = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_s(x) = 4.40 x^2 + 1.7 x + 1 \Rightarrow M_s(1.45\text{m}) = 12.71 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \begin{cases} qs x + ps \\ 8.81x + 1.7 \end{cases} \Rightarrow T_u(0\text{m}) = 1 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_u(1.45\text{m}) = 14.47 \text{ KN}$$

Diagramme des moments et des efforts tranchant

à L'ELU

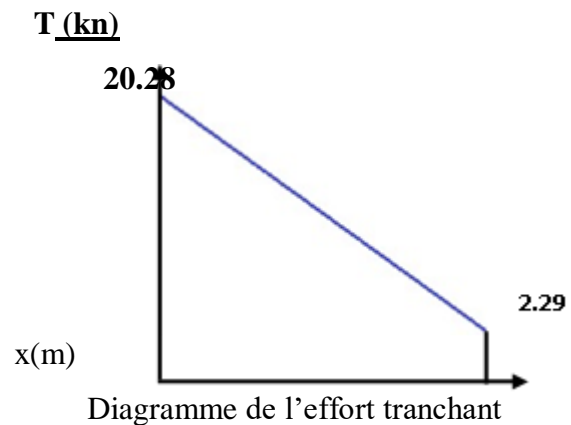
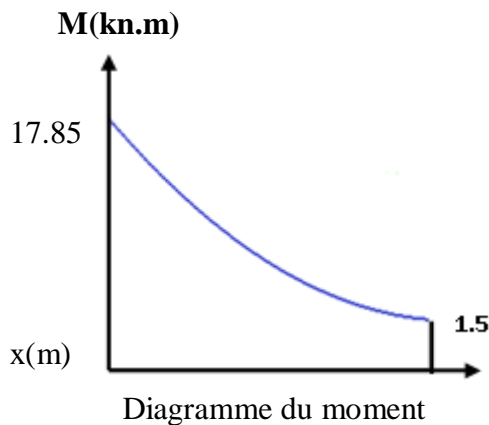


Figure III.12. Diagramme des moments et des efforts tranchants des balcons à l'ELU.

A L'ELS

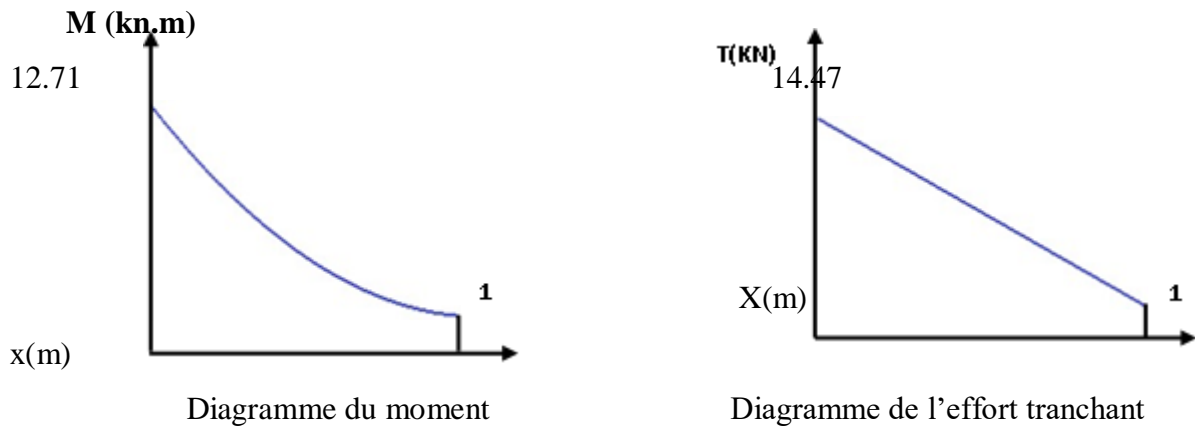


Figure III.13. Diagramme des moments et des efforts tranchants des balcons à l'ELS.

III.3.4. Calcul du ferrailage

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

a) Les Armatures longitudinales

$b = 1 \text{ m}, h = 15 \text{ cm}, d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$

$M_u = 17.85 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{bd^2 f_{bu}} = 0.0691$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17.85}{12.71} = 1.40$$

$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050, \mu_{lu} = 0.299$

D'OU : $\mu_{bu} = 0.0691 < \mu_{lu} = 0.299 \quad A' = 0$ (section simplement armée S.S.A).

$\mu_{bu} = 0.0691 < 0,275 \quad \text{méthode simplifiée}$

$z_b = d (1 - 0.6\mu_{lu}) = 13.5 (1 - 0.6 \times 0.0691) = 12.94 \text{ cm}$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Soit : **A = 4.10 cm²**

Soit : **A = 4T12 = 4.52 cm² /ml** répartie sur 1 m de hauteur, avec un espacement

S_t = 25 cm.

b) Les armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2$$

Soit : $A_{rep} = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Répartie sur 1m de hauteur, avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

III.3.5. Les vérifications

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

$\tau_u \leq \tau = \min (0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa}$ (la fissuration est peu préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{20.28 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.150\text{Mpa}$$

$\tau_u < \tau$ Condition vérifié

b) Calcul de l'encrage

Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_{su}} \times \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2.84} = 42.25\text{cm}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

a) Vérification de la contrainte du béton et de l'acier

Vérification des contraintes dans le béton

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = KY$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec } I = \frac{by^3}{3} + 15\{As(d - y)^2 + As(y - d)^2\} \text{ Moment d'inertie}$$

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0Y : \text{position de l'axe neutre} = 3.60\text{cm}$$

Calcul de Moment d'inertie I

$$I = 7869.69 \text{ cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 5.81\text{MPa}$$

$5.81 < 15\text{MPa}$ = Condition vérifiée

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{nM_{ser}}{I} (d - y) \sigma_s = 239.83 \text{ MPa}$$

239.83 < 348 MPa = Condition vérifiée

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

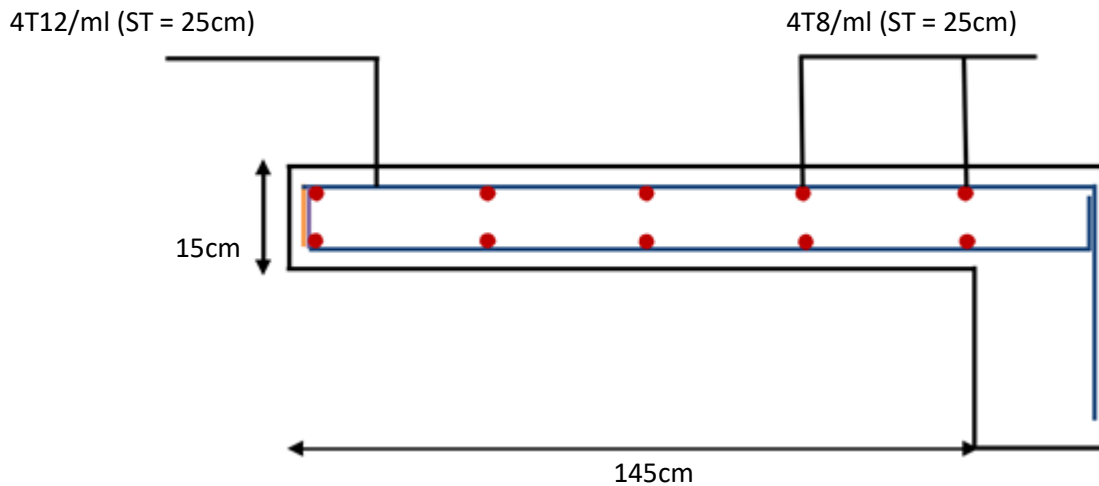


Figure III.14. Schéma de ferrailage de balcon

III.4. Calcul de L'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont elle forme un écran pour toute chute et, de plus, il participe dans la mise hors eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre G et la poussée Q dû 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.

III.4.1. Schéma statique

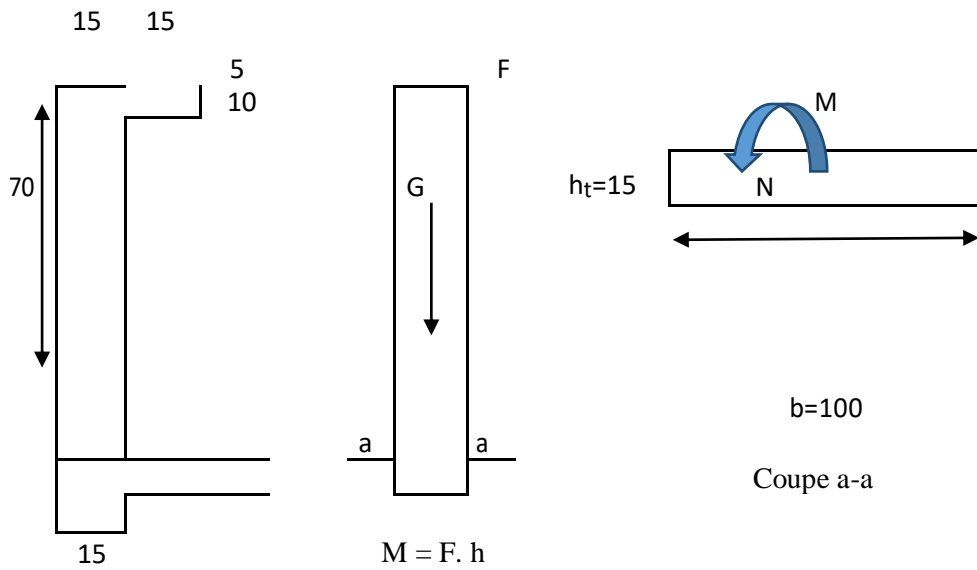


Figure III.24. Schéma statique de l'acrotère

III.4.2. Calcul des sollicitations

Poids propre : $W_P = \rho \times S$.

$\rho = 25 \text{ kN/ml}$, $S = 0,123 \text{ m}^2$, $W_P = 3.075 \text{ kN./ml}$.

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

La force sismique :

$F_P = 4 A C_P W_P$ (RPA99 version 2003. Art 6-2-3).

$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.075$, $F_P = 1.47 \text{ kN./ml}$.

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$Q = \max \{ 1 ; 1.47 \}$, $Q = 1.47 \text{ kN/ml}$.

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

E.L.U		
La charge permanente ultime	$N_u=1,35W_p$	4.15 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u=1,5F_p$	2.20KN
Moment d'encastrement	$M_u=hQ_u$	1,54KN.m

E.L.S		
La charge permanente ultime	$N_s= W_p$	3.075 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s=F_p$	1,47 KN
Moment d'encastrement	$M_s=hF_p$	1.029KN.m

III.6.3. Calcul des armatures à l'ELU

Position du centre de pression

Calcul d'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.54}{4.15} = 0.37m = 37cm$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.029}{3.075} = 0.334m = 33cm$$

$$e_u > e_0 = \frac{h_t}{2} = 7.5cm$$

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

Sollicitation corrigées 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 tendus.

$$e_a = e_u + d - \frac{h}{2} \quad d = 13.5 \text{ cm.} \quad \text{Donc : } e_a = 43cm$$

$$M_{ua} = N_u \cdot e_a = 0.43 \times 4.15 = 1.78 \text{ KN.m.}$$

Les armatures en flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = 0.0059$$

avec : $\gamma = \frac{m_u}{m_{esr}} = \frac{1.54}{1.029} = 1.49$

$$\mu_{bu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.5 + 49 \times 25 - 3050)10^4 = 0.333$$

$$\mu_{bu} = 0.006 < \mu_{lu} = 0.333 \text{ (Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.006 < \mu_{lu} = 0.275 \text{ Méthode simplifiée.}$$

$$z_b = (1 - 0.6\mu_{lu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.006) = 13.45 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M_u}{z_b \times F_{ed}} = 0.32 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } A_f = 0.32 \text{ cm}^2$$

Les armatures en flexion composée :

$$A_s = \frac{N_u}{F_{ed}} = 0.319 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_s = 0.32 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera : $A_s = A_{min} = 1.43 \text{ cm}^2$

Soit : $A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Les armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Les armatures de répartitions :

Soit $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Répartie sur 70cm de hauteur, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

III.4.4. Les vérification

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9 \times d \times \sum_{i=0}^n u_i}$$

$$V_u \max = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.47 = 2.205 \text{ KN.}$$

$$\sum_{i=0}^n u_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.205 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 100.5} = 0.18 \leq 3.15 \text{ Mpa} \rightarrow CV$$

Vérification des contraintes dans l'acier

$$\bar{\sigma} = \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right\}$$

$$\sigma = \frac{n M_{ser}}{I} (d - y) \sigma = \frac{15 \times 1.029 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} (135 - 25.6) = 40.51 \text{ Mpa}$$

0.63 < 15MPa Condition vérifiée

Schéma de ferrailage

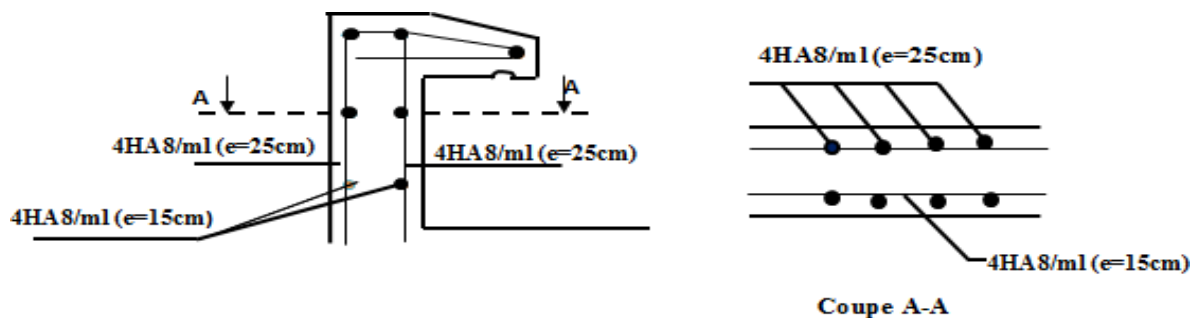


Figure III.25. Schéma du ferrailage de L'acrotère.

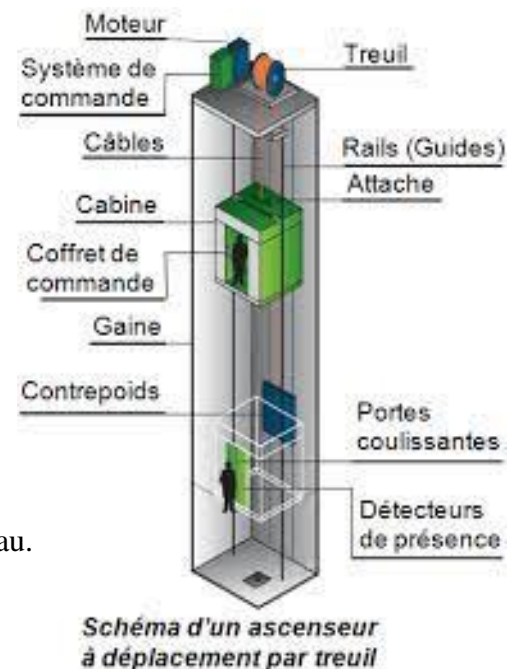
III.5. Etude de la dalle pleine de la salle machine

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux de la construction. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

- vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$
- surface de salle machine : $S = 3.50 \times 2.60 = 9.1 \text{ m}^2$
- surface de la cabine : $S = 1.60 \times 1.55 = 2.48 \text{ m}^2$

La charge totale transmise le système de levage et la cabine chargée est de 13.30 KN Pour 08 personnes.

Etant donné que la dalle repose sur 4 cotés, soumise à des charges localisées. L'étude s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.



U et V sont les côtes du rectangle sur lequel la charge P s'applique compte tenue de la diffusion à 45 dans le revêtement et la dalle du béton.

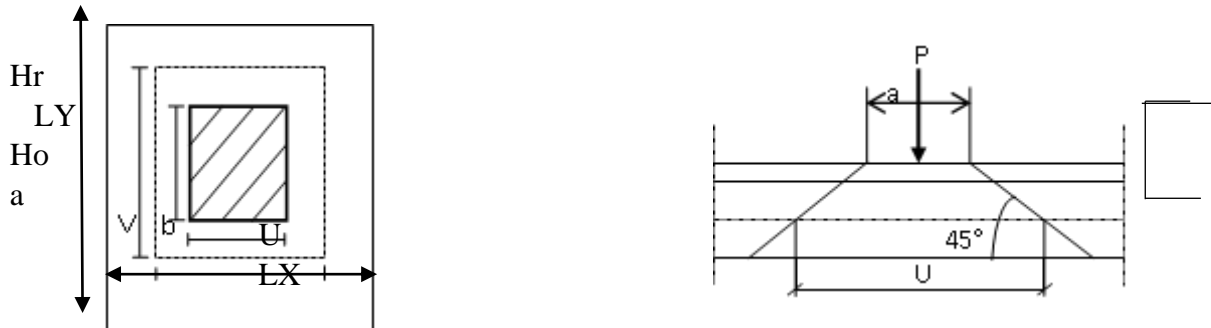


Figure III.26. Répartition de la charge localisée sur la dalle.

III.7.1. Dimensionnement

La dalle est une dalle pleine

$$ht \geq \frac{Lx}{30} = \frac{350}{30} = 11.66cm$$

Le R.P.A impose que h min = 12cm. Donc on prend h = 15cm.

$$ht = \frac{Lx}{Ly} = \frac{350}{500} = 0.70cm \quad 0.4 < \rho < 1$$

La dalle porte sur les deux sens, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des tableaux de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge a des distances symétriques du panneau de la dalle.

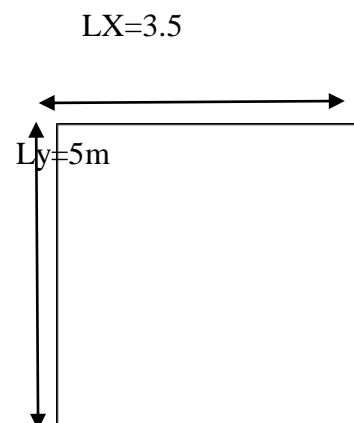
On doit calculer la surface d'impact U×V

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2h \\ V = b_0 + h_0 + 2h \end{cases} \begin{cases} a_0, U & \text{Dimensions // à } l_x. \\ b_0, V & \text{Dimensions // à } l_y. \end{cases}$$

$$a_0 = b_0 = 100cm$$

h = 5cm épaisseur de revêtement.

$$\begin{cases} U = 125cm \\ V = 125cm \end{cases} \begin{cases} Lx = 350cm. \\ Ly = 500cm \end{cases}$$



III.5.2. Calcul des sollicitations à L'ELU : $V = 0$

Système de levage : $q_u = 1,35 \times 13,30 = 17,955 \text{ KN}$.

Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2$. $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Donc : } Q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) \times 1 = 8,05 \text{ KN/m.}$$

III.5.3. Calcul des sollicitations à L'ELS : $V=0,2$

Système de levage : $q_s = 13,30 \text{ KN}$

Dalle en béton armé : Donc : $Q_s = (4,85 + 1) \times 1 = 5,85 \text{ KN/m.}$

III.5.4. Evaluation des moments M_{x2} , M_{y2} système de levage

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

ELS

$$\rho = 0,7 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,074 \\ \mu_y = 0,509 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x Q_u L_x^2 = 0,074 \times 5,85 \times 3,5^2 = 5,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y Q_u L_y^2 = 0,509 \times 5,85 \times 3,5^2 = 3,42 \text{ KN.m}$$

ELU

$$\rho = 0,7 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,068 \\ \mu_y = 0,509 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x Q_u L_x^2 = 0,068 \times 8,05 \times 3,5^2 = 6,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y Q_u L_y^2 = 0,509 \times 8,05 \times 3,5^2 = 4,09 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments : M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage

$$M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2) \quad ; \quad M_{y1} = q (\nu M_1 + M_2)$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{5,00} = 0,7 \quad ; \quad \frac{a}{L_x} = \frac{1,60}{3,50} = 0,45 \quad ; \quad \frac{b}{L_y} = \frac{1,55}{5} = 0,31$$

ELU

$$M_{x1} = Q_u M_1 = 17,955 \times 0,124 = 2,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = Q_u M_2 = 17,955 \times 0,086 = 1,54 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_{x1} = Q_{ser} (M_1 + 9 \times 0,086) = 13,30 \times (0,124 + 0,2 \times 0,086) = 1,87 \text{ KN. M}$$

$$M_{y1} = Q_{ser} \times (9 \times M_1 + M_2) = 13,30 \times (0,2 \times 0,124 + 0,086) = 1,47 \text{ KN. M}$$

Superposition des moments

$$M_x (\text{total}) = M_{x1} + M_{x2} ; M_y (\text{total}) = M_{y1} + M_{y2}$$

Comb	$M_{x1}(\text{KN.m})$	$M_{y1}(\text{KN.m})$	$M_{x2}(\text{KN.m})$	$M_{y2}(\text{KN.m})$	$M_x(\text{total})$	$M_y(\text{total})$
ELU	2.22	1.54	6.7	4.09	8.92	5.63
ELS	1.87	1.47	5.3	3.42	7.17	4.89

Les moments dans les travées et les appuis

Zone	Sens	$M_u (\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$
Aux appuis	L_x	$0.5 \times 8.92 = 4.46$	$0.5 \times 7.17 = 3.58$
	L_y	$0.5 \times 5.63 = 2.81$	$0.5 \times 4.89 = 2.44$
En travée	L_x	$0.85 \times 8.92 = 7.58$	$0.85 \times 7.17 = 6.09$
	L_y	$0.85 \times 5.63 = 4.78$	$0.85 \times 4.89 = 4.15$

III.5.5. Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h = 15$ et $d=13.5$;
 $b=100$ cm.

Tableau III.14. Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

Sens	$M_t (\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	At calcul (cm^2/ml)	At adopte (cm^2/ml)	Aa calcul (cm^2/ml)	Aa adopte (cm^2/ml)
x-x	7.58	4.46	1.7	4HA10 = 3.14	1	4HA8 = 2.01
y-y	4.78	2.81	1.07	4HA10= 3.14	0.63	4HA8 = 2.01

Vérification des contraintes dans le béton

Zone	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	σ_{bc} MPa	σ_{bc} (MPa)	OBS
Appuis	L_x	3.58	2.01	2	1.96	15	CV
	L_y	2.44	2.01	2	1.85	15	CV
Travée	L_x	6.09	3.14	3	3.79	15	CV
	L_y	4.15	3.14	3	2.58	15	CV

4T10/ml

4T8/ml



Sens x-x

4T10/ml



4T10/ml

Sens y-y

Figure III.27. Schéma de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

III.6. Calcul des escaliers

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction. Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

III.6.1. Composition des escaliers

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h)
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale
- La volée : suite ininterrompues des marches.

III.6.2. Type des escaliers

Pour notre structure on a 04 types d'escaliers :

Tel que :

Type 01 : escaliers droit avec 10 marches et un palier.

Type 02 : escalier droit avec 09 marches et un palier.

Type 03 : escalier droit avec 04 marches d'entrée

Type 04 : escalier balancées avec 07 marches et un palier

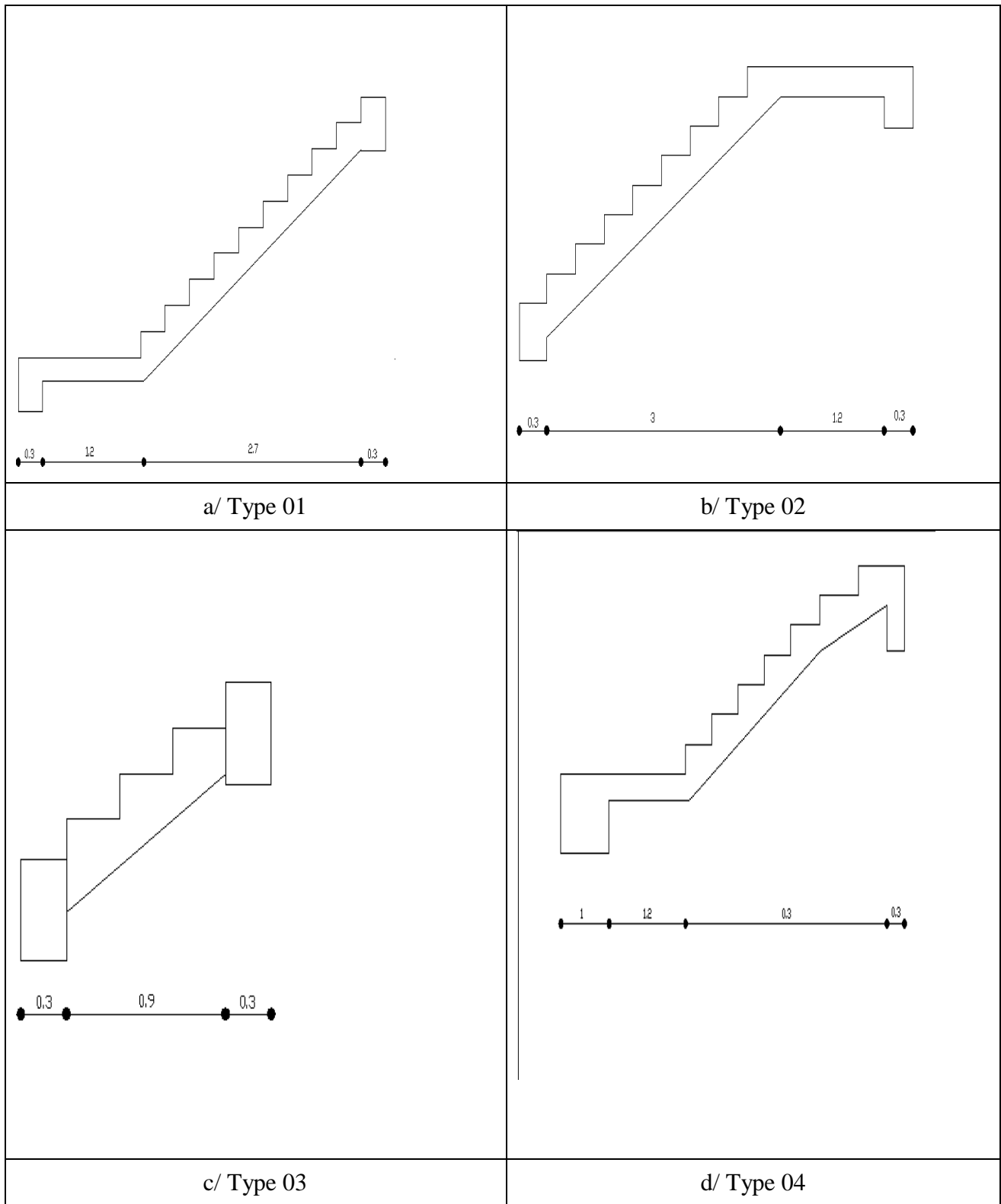


Figure III.15. Schéma statique des escaliers.

III.6.3. Evaluation des actions

Les escaliers sont sollicités par les actions suivantes :

- Action permanente (poids propre G)
- Action variable (surcharges d'exploitation Q).

Calcul des sollicitations

	Palier	Palliasse	Garde-corps
charges permanentes (G) kN/ml	5.11	6.88	1.7
Charge d'exploitation (Q) kN/ml	2.5		/

Combinaisons du calcul

On a : A L'ELU : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$; A L'ELS : $P_{ser} = G + Q$

	Palier	Palliasse	Mur ext
P_u (kN/ml)	10.64	13.038	2.3
P_{ser} (kN/ml)	7.61	9.38	1.7

Diagramme des sollicitations : on fait un exemple bien détaillé pour le premier type

b) Type 01 : Les schémas statiques

$F=1.7\text{KN/m}$

À L'ELS

$P1=9.38\text{KN/m}$ $F=2.3\text{KN/m}$

ELU

$P1=13.038\text{KN/m}$

$p2=7.61\text{KN/m}$

$P2=10.64\text{KN/m}$

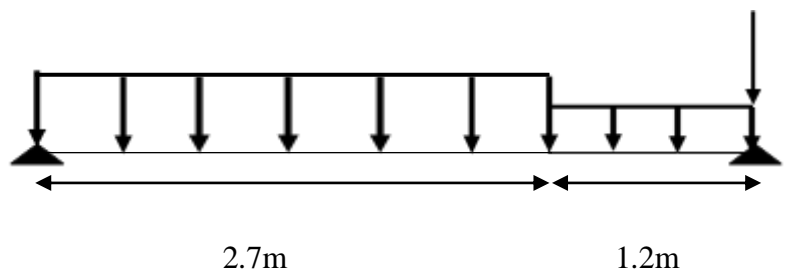


Figure III.16. Le schéma statique à L'ELU et à L'ELS

À L'ELU 4

• Calcul des réactions

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (P1 \times 2.7) + (P2 \times 1.2) + 2.3 = 50.27\text{KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow (R_B \times 3.9) - (P1 \times 2.7) \times (2.7/2 + 1.2) - (P2 \times 1.2 \times 1.2/2) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 24.97\text{KN} \Rightarrow R_A = 25.3\text{KN}$$

• Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant

Tronçon	T(KN)		M(KN.m)	
	0 (m)	2.7(m)	0(m)	2.7(m)
$0 \text{ m} \leq x \leq 2.7\text{m}$	24.97	-10.23	0	19.9
	0(m)	1.2(m)	0(m)	1.2(m)
$0 \text{ m} \leq x \leq 1.2\text{m}$	23	10.23	0	19.9

$$M_{\max} = -6.51 (1.9)^2 + 24.97 (1.9) \Rightarrow \mathbf{M \max = 23.90 \text{ KN.m}}$$

$$T(X) = -13.038(x) + 24.97 = 0 \Rightarrow \mathbf{X=1.9\text{m}}$$

Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_{z_{\max}} = -0.3 \times 23.90 = -7.17 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{ut} = 0.85 M_{z_{\max}} = 0.85 \times 23.90 = 20.31 \text{ KN.m}$

Tableau récapitulatif des moments

L'ETAT	$M_{\text{appui}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
ELU	7.17	20.31

À L'ELS

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow RA + RB = P1 (2.7) + P2 (1.2) + F = 36.158 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow RB (3.9) - (P1 \times 2.7) \times (2.7/2 + 1.2) - P2 (1.22/2) = 0$$

$$\Rightarrow RB = 17.96 \text{ KN} \Rightarrow RA = 18.19 \text{ KN}$$

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Tronçon	T(KN)		M(KN.m)	
	0 (m)	2.7(m)	0(m)	2.7(m)
$0 \text{ m} \leq x \leq 2.7\text{m}$	17.96	-7.36	0	14.3
	0(m)	1.2(m)	0(m)	1.2(m)
$0 \text{ m} \leq x \leq 1.2\text{m}$	-16.49	-7.36	0	14.3

$$M_{\max} = -4.69 (1.9)^2 + 17.96 (1.9) \Rightarrow \mathbf{M \max = 17.19 \text{ KN.m}}$$

$$T(X) = -9.38(x) + 17.96 = 0 \Rightarrow \mathbf{X=1.9\text{m}}$$

Aux appuis : $M_{sa} = -0.3 M_{z_{\max}}$

En travées : $M_{st} = 0.85 M_{z_{\max}}$

Tableau récapitulatif des moments

L'ETAT	$M_{\text{appui}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
ELS	5.15	14.61

Diagrammes des moments et des efforts tranchants

A L'ELU

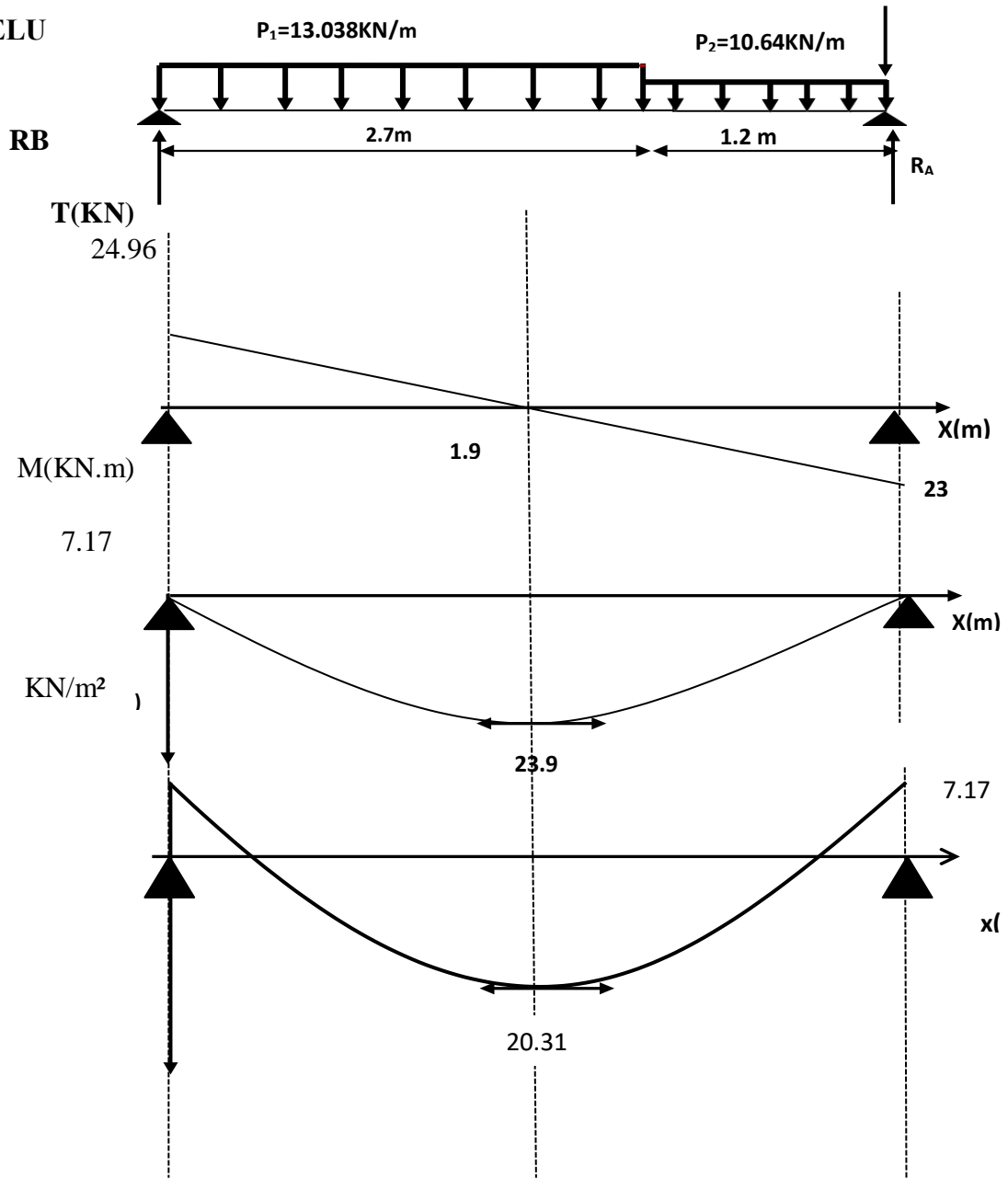


Figure III.18. Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU.

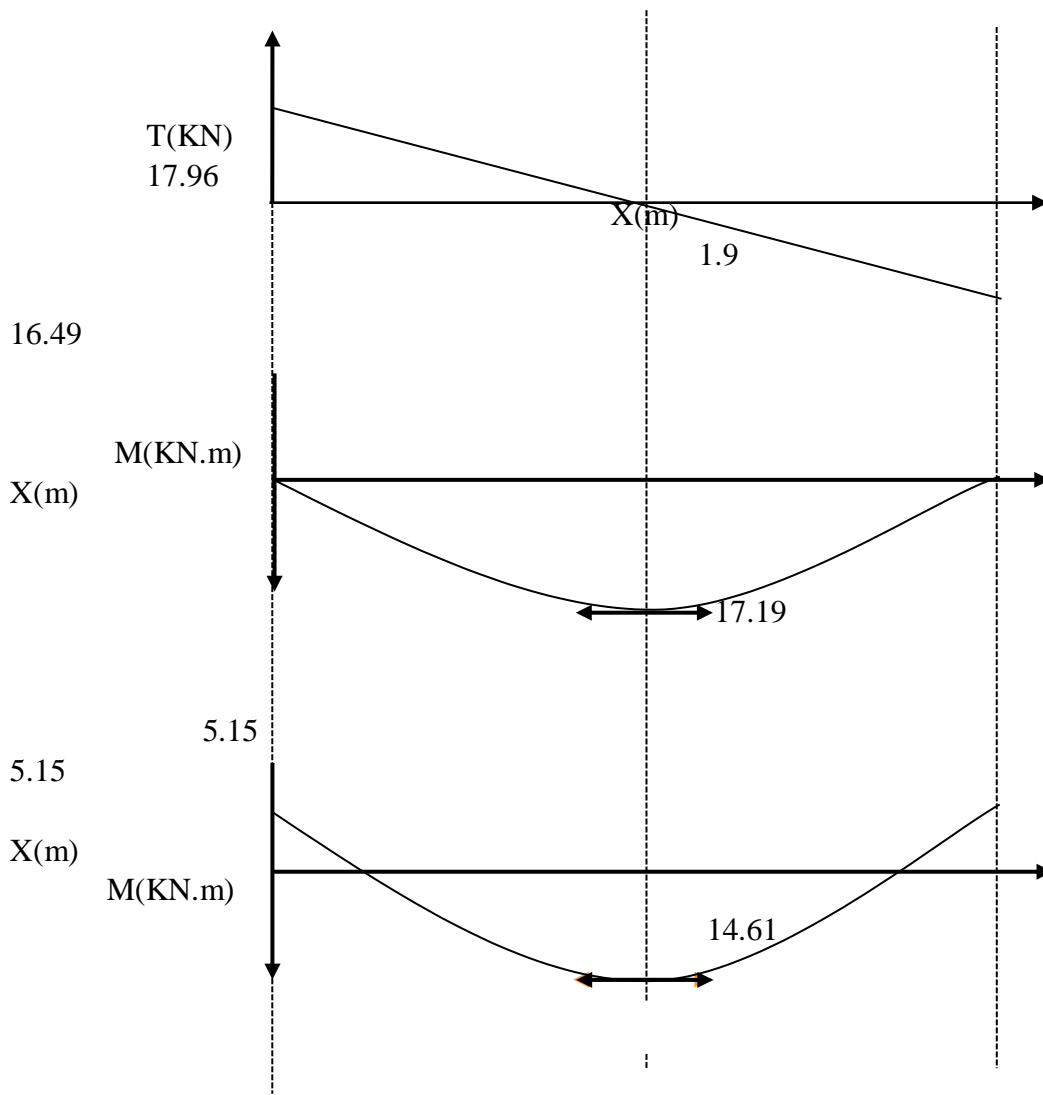


Figure III.19. Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.

Les moments max dans les quatre cas sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Les moments max dans les quatre types d'escaliers.

	ELU			ELS		
	$M_{u\max}$ (kN.m)	M_{app} (kN.m)	M_{tr} (kN.m)	$M_{s\max}$ (kN.m)	M_{app} (kN.m)	M_{tr} (kN.m)
Type 01	23.90	-7.17	20.31	17.19	-5.15	14.61
Type 02	14.41	-4.32	12.24	10.29	-3.087	8.74
Type 03	1.32	-0.396	1.122	0.94	-0.282	0.8
Type 04	17.22	-5.16	14.63	12.41	-3.72	10.54

III.6.4. Ferrailage

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable
En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur :

Exemple de calcul (travée de type 01)

❖ Armatures longitudinales

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m de largeur et de 0.15m d'épaisseur.

$$M_{tr} = 20.31 \text{ kN.m} A_d$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{bd^2f_{bu}} = 0.078$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20.31}{14.61} = 1.39$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050 \quad , \quad \mu_{lu} = 0.295$$

D'où : $\mu_{bu} = 0,078 < \mu_{lu} = 0,295 \Rightarrow A' = 0$ (section simplement armée -SSA-).

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

$$A_t = \frac{M_u}{Z_b \times F_e} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 15 \text{ cm}$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

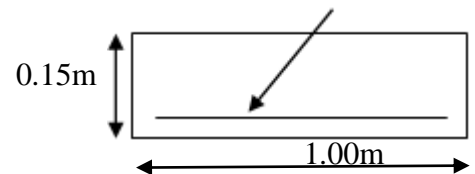


Tableau III.10. Les armatures de répartition d'escaliers (type 01 et 02).

	Type 01		Type 02	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (kN.m)	20.31	7.17	12.24	4.32
A_s' (cm ²)	0.00			
A_s (cm ²)	4.53	1.55	2.68	0.92
A_{min} (cm ²)	1.63			
A_s adop (cm ²)	6T12=6.79	6T10=4.71	6T12=6.79	6T10=4.71
A_r (cm ²)	4T10=3.14			

Tableau III.11. Les armatures de répartition d'escaliers type (03 et 04).

	Type 03		Type 04	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (kN.m)	1.122	0.396	14.63	5.16
A_s' (cm ²)	0.00			
A_s (cm ²)	0.23	0.28	3.34	
A_{min} (cm ²)	1.63			
A_s adop (cm ²)	6T8=3.02	6T8=3.02	6T12=6.79	6T10=4.71
A_r (cm ²)	4T8=2.01		4T10=2.01	

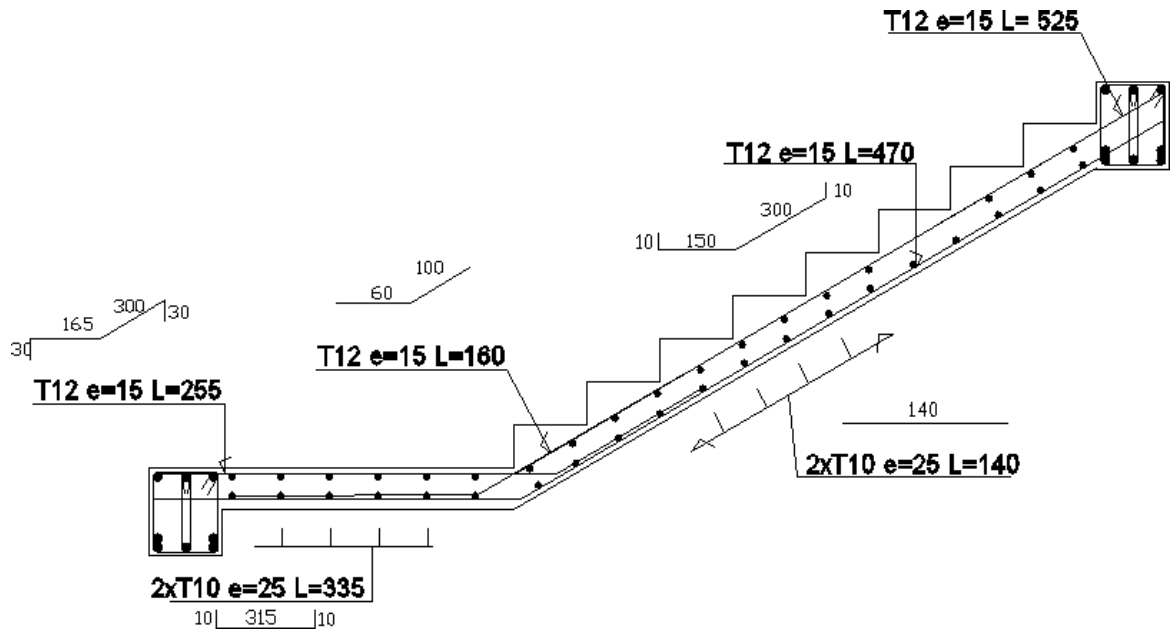
III.6.5. Les vérifications

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

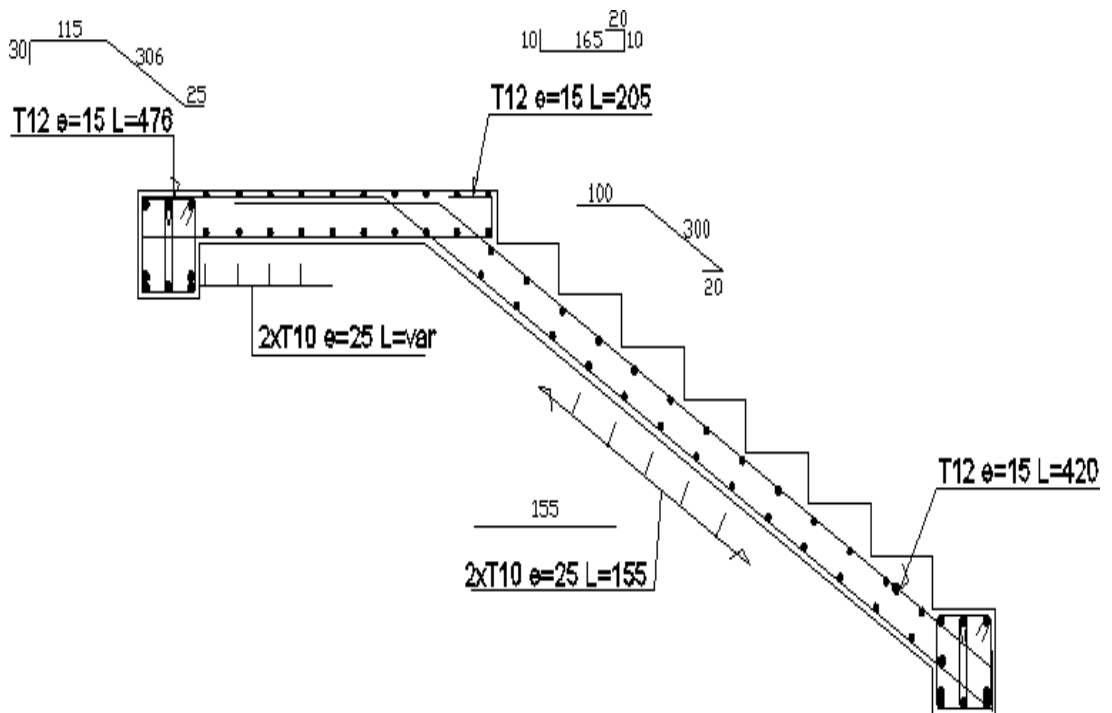
Tableau III.12. Vérification des contraintes dans l'acier et de béton

	Type 01		Type 02		Type 03		Type 04	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	travée	Appuis	Travée	Appuis
M_s (KN.m)	14.61	5.15	8.74	3.087	0.8	0.282	10.54	3.72
Y (cm)	4.88	4.2	3.71	3.71	3.07	3.07	4.2	4.2
I (cm ⁴)	11441.7	11441.7	8473.53	8473.53	5892.43	5892.43	9397	9397
σ_s (MPa)	129.19	65.4	151.46	53.49	6.25	7.48	133	37.3
σ_s	348							
$\sigma_s \leq \sigma_s$	Condition vérifiée							
σ_{bc}	5.03	2.25	3.82	1.32	0.41	0.14	4.3	1.5
σ_{bc} (MPa)	15							
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$	Condition vérifiée							

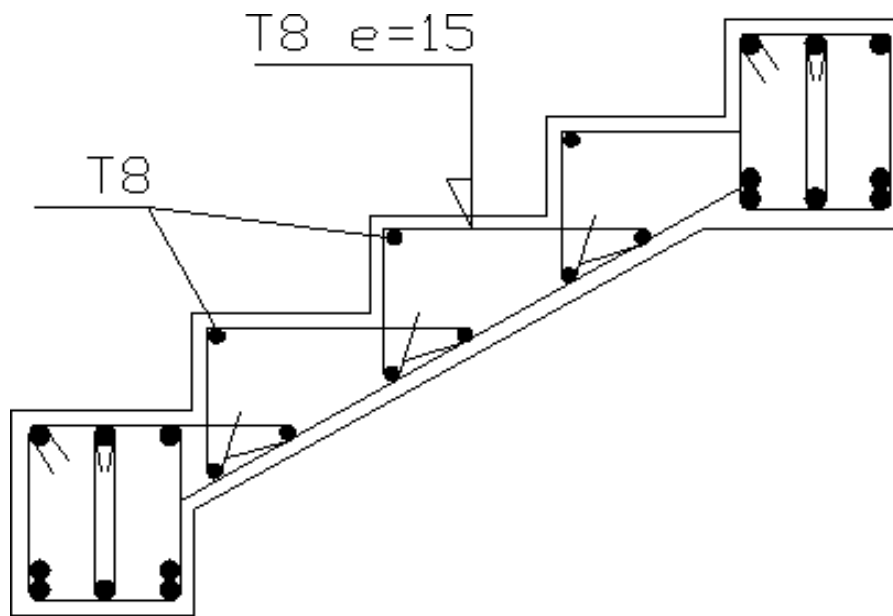
Type01 :



Type02 :



Type 03 :



Type 04 :

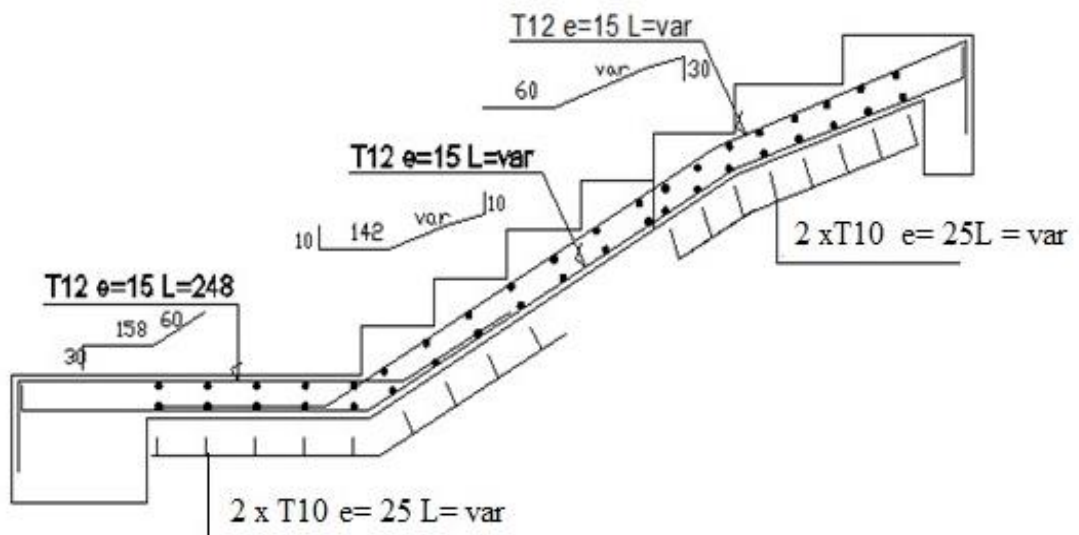


Figure III.20. Schéma de ferrailage des escaliers.

III.7. Pré dimensionnement de la poutre palière

Tableau III.13. Redimensionnement du la poutre palière.

Condition	L (m)	Dimension		Vérification (RPA99/VER2003)	Dimension adoptée	
		h (cm)	b (cm)		h (cm)	b (cm)
$L/15 \leq h \leq L/10$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$	4.2	h (cm)	b (cm)	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $(h/b) \leq 4$	h (cm)	b (cm)
		35	30		35	30

❖ Charges sollicitant la poutre palière

La poutre palière est sollicitée en flexion simple. Elle est soumise aux actions suivantes :

- Action permanente (poids propre G).
- La réaction des volées

$$G = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625 \text{ kN} ; G_{\text{mur}} = 1.7 \text{ kN/ml} ; R_u = 24.97 \text{ kN/ml} ; R_s = 17.97 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = R_u + 1.35 (G + G_{\text{mur}}) = 30.80 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = R_s + (G + G_{\text{mur}}) = 22.29 \text{ kN/ml}$$

poids propre G (kN/ml)	réaction des volées (kN/ml)		Combinaisons d'actions (kN/ml)	
	Ru	Rs	qu	qs
2.62	24.97	17.97	30.80	22.29

❖ Calcul des sollicitations

Les moments et efforts tranchants seront calculés par les formules suivantes :

$$M_{\text{appui}} = -\frac{ql^2}{12} ; M_{\text{travée}} = \frac{ql^2}{12} ; T_{\text{max}} = T_{\text{appui}} = \frac{ql}{2}$$

Les résultats obtenus sont représenté dans le tableau suivant:

		M (kN.m)	T _{max} (kN)
ELU	Travée	22.63	64.68
	Appuis	45.27	
ELS	Travée	16.38	46.8
	Appuis	32.76	

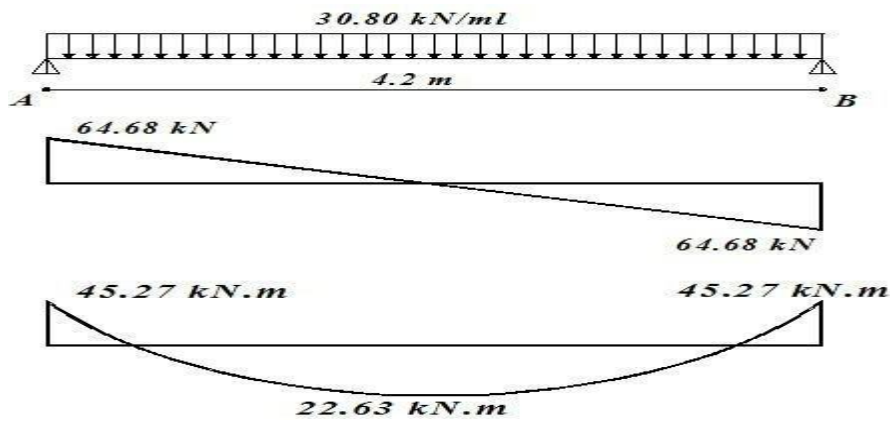


Figure III.21. Diagrammes des moments et des efforts tranchants de la poutre palière à L'ELU.

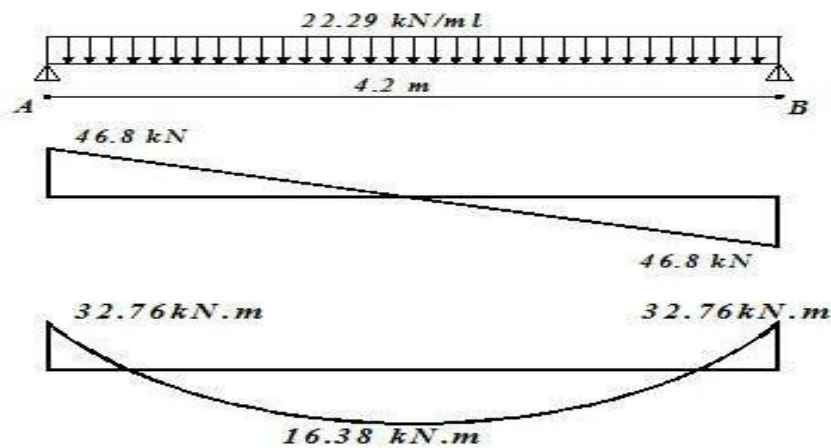


Figure III.22. Diagrammes des moments et des efforts tranchants de la poutre palière à L'ELS.

❖ Calcul des armatures

Le calcul fera en flexion simple et la fissuration est peu nuisible

H(m)	B(m)	c(m)	Fc28	F _e (MPa)
0.35	0.30	0.025	25	400

Element	$M_u(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{S_{\text{adop}}}(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$
Travée	22.63	0.00	1.79	1.34	3.39	4T8=2.01
Appuis	45.27		3.68		4.62	

❖ Les vérifications

• Vérification a L'ELS

Element	$M_s(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	y	$\bar{\sigma}$ MPa	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}$ MPa	Toutes les conditions sont vérifiées
Travée	16.38	2.36	8.23	15	5.1	225.65	348	
appuis	32.76	3.39	9.63	15	8.87	316.12	348	

❖ Ferrailage

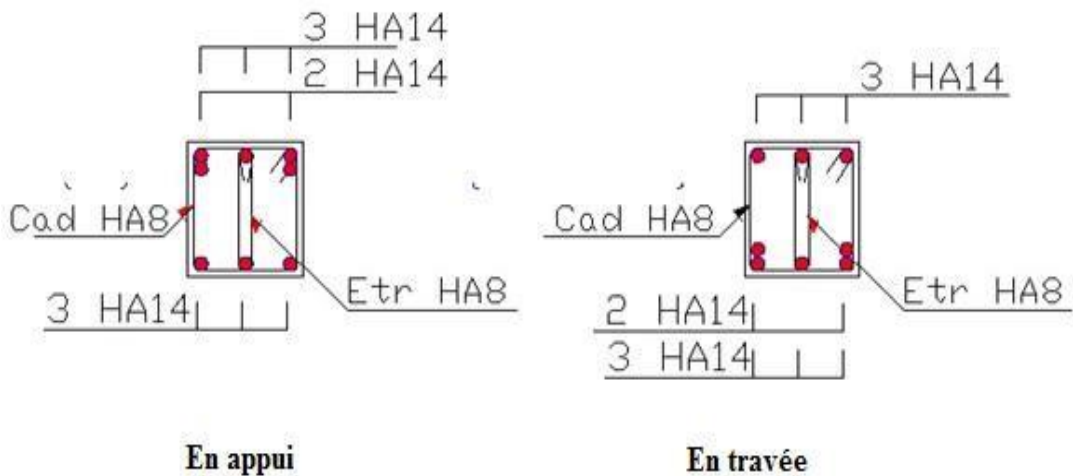


Figure III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre IV



Etude dynamique

IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

IV.2. L'étude dynamique

IV.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 Vibrations Libres Non Amorties. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums dus au séisme

IV.2.2. Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits en utilisant le logiciel **ETABS**.

a) Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
2. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

b) Modélisation de la masse

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité **β_Q RPA/ version 2003** (Dans notre cas **$\beta = 0,2$**) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir **25KN/m³**.

La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs ...) a été répartie sur les poutres concernées.

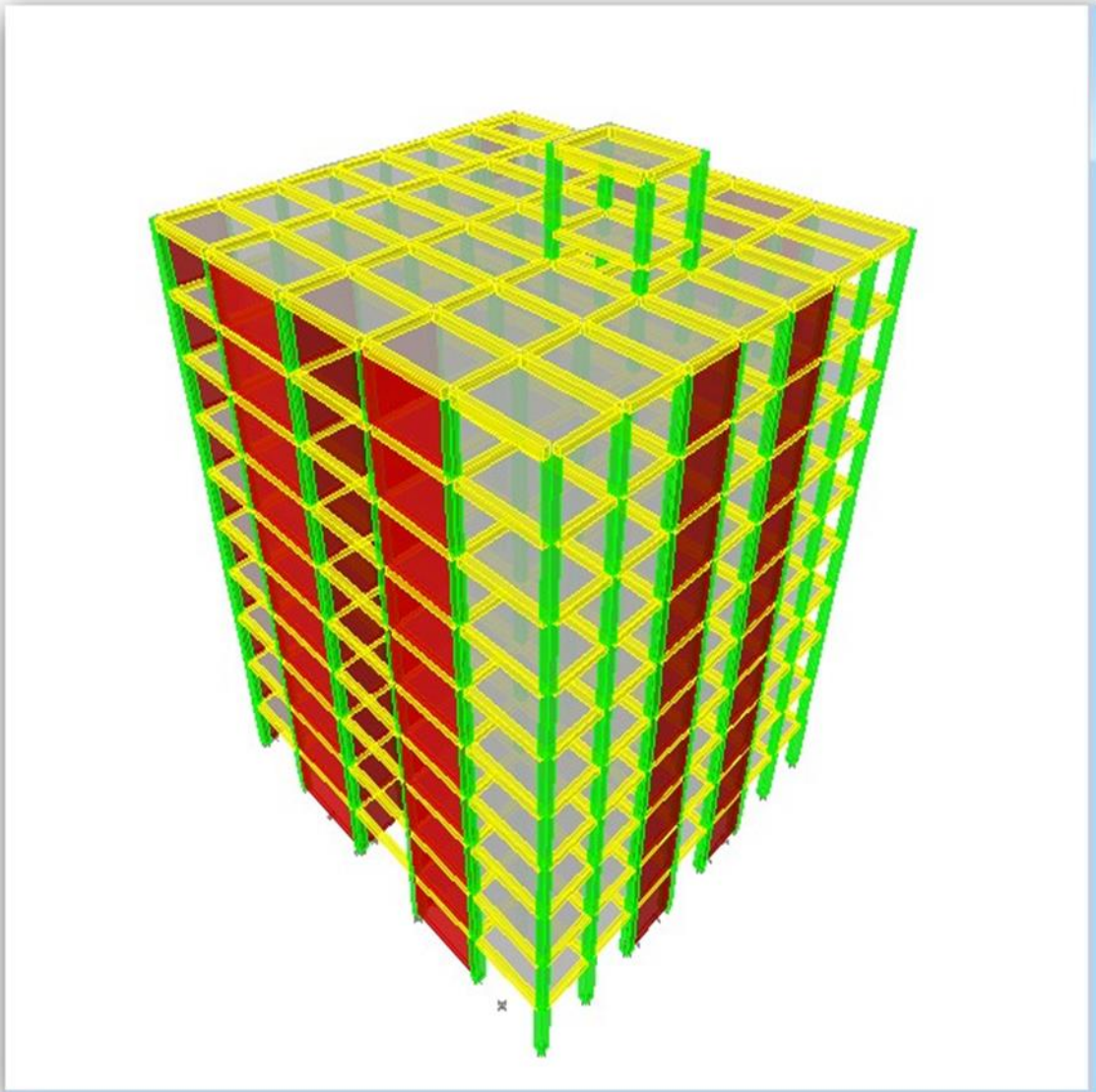


Figure IV.1. La Vue en 3 D.

IV.2.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Les caractéristiques géométriques sont : le centre de masse et le centre de torsion.

a) Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (XG , YG) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i ».

X_{Gi} ; Y_{Gi} : Les Coordonnées de l'élément «i»

b) Centre de torsion

• Calcul de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle).

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

* Excentricité théorique

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

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

* Excentricité accidentelle

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

$$e_a = \text{MAX} \begin{matrix} e_{ax}=5\%L_x \\ e_{ay}=5\%L_y \end{matrix}$$

Donc :

$$\text{Sens X : } e_a = 0.05 \times 24.5 = 1.225$$

$$\text{Sens Y : } e_a = 0.05 \times 26.73 = 1.336$$

Mode de vibration et participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

Où 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 (**03**) 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 : $\sqrt{\frac{N}{K}}$ et: $T_k \leq 0.20 \text{ s}$ (art 4-14 RPA/2003)

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

la période fondamentale T :

Selon le **RPA99V03** les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de **30%**

$$T_{reg} = 1.3 T_{RPA}$$

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 en Fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$C_T = 0.05$$

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

Selon RPA 99/2003 Les valeurs de T calculées à partir des formules de RAY LEIGH ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir de la formule empirique Appropriée de plus 30%.

Calcul de la période empirique majorée

Proposition de variante :

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du **RPA99V2003**.

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translation indépendante dans le sens transversal et longitudinal et toute en prenant en considération les caractéristiques du site.

a) Variante N° 1 :

La première variante que nous avons analysée comporte des voiles disposés selon le schéma montré dans la figure ci-dessous.

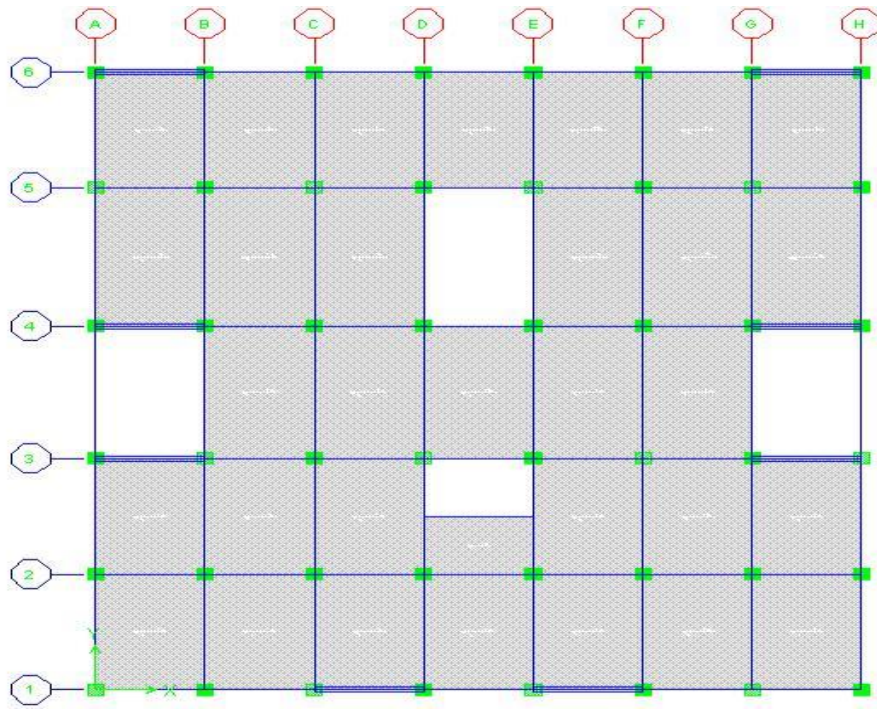


Figure IV.2 : disposition des voiles

Tableau IV .3 : Centre de masse et Centre de rigidité.

Etage	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
RDC	12.26	13.076	12.25	13.101	0.01	0.025
01	12.275	13.395	12.25	12.978	0.025	0.417
02	12.285	13.785	12.249	12.853	0.036	0.932
03	12.25	13.515	12.249	12.762	0.001	0.753
04	12.257	13.47	12.249	12.691	0.008	0.779
05	12.25	13.462	12.25	12.637	0	0.825
06	12.25	13.462	12.25	12.595	0	0.867
07	12.25	13.462	12.25	12.559	0	0.903
08	12.25	13.361	12.25	12.528	0	0.833
09	12.25	13.365	12.25	12.498	0	0.867
D. pleine	12.25	7.5	12.25	8.34	0	0.84
s.machine	12.25	7.5	12.25	7.577	0	0.077

Tableau IV.4 : Coefficient de Participation massique.

Mode	période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	
1	0.793893	68.0156	0	0	68.0156	0	0	translation
2	0.639872	0	69.5958	0	68.0156	69.5958	0	translation
3	0.558822	0.2351	0	0	68.2507	69.5958	0	rotation
4	0.181625	13.8705	0	0	82.1212	69.5958	0	translation
5	0.160905	0	8.4078	0	82.1212	78.0036	0	translation
6	0.159436	4.5719	0.0001	0	86.6932	78.0037	0	rotation
7	0.143393	0	10.6022	0	86.6932	88.6059	0	translation
8	0.140734	0.0065	0	0	86.6997	88.6059	0	translation
9	0.125862	0.1165	0	0	86.8163	88.606	0	rotation
10	0.07429	6.5474	0	0	93.3637	88.606	0	translation
11	0.068451	0	6.0204	0	93.3637	94.6263	0	translation
12	0.05552	0.0293	0	0	93.393	94.6263	0	rotation

Constatation :

D'après les résultats de tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.79$ sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0.85$ sec)

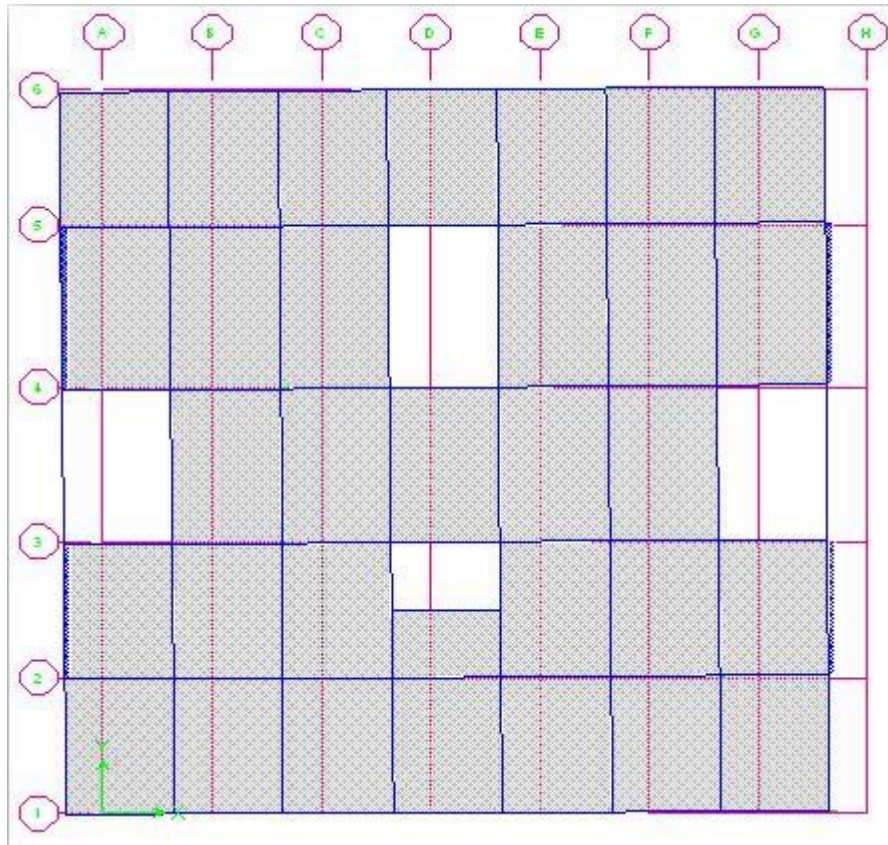
T_{dyn}=0.79 sec < 0.85 sec ⇒ condition vérifiée.

Le premier mode : C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modal égale à **68.015%**

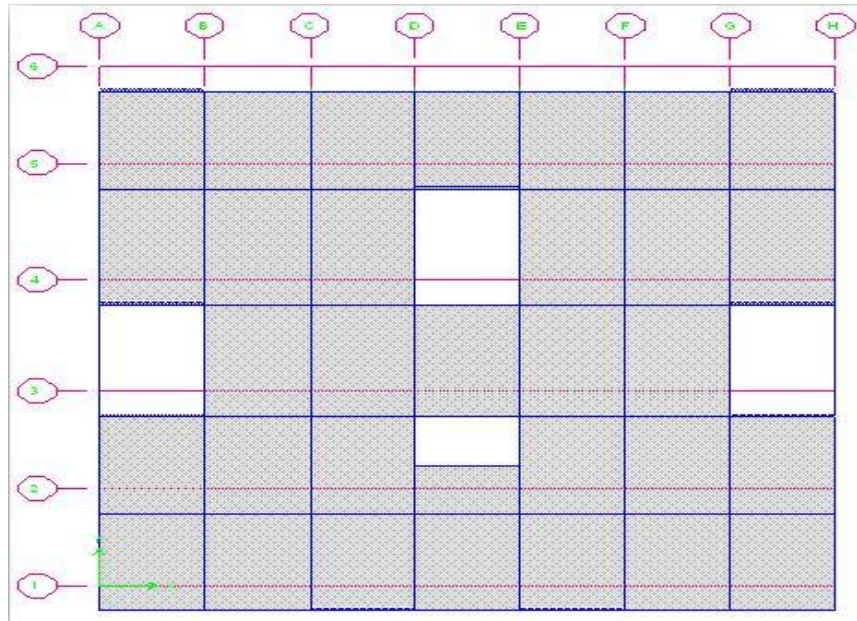
le deuxième mode : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modal égale à **69.59 %**

Le troisième mode : C'est un mode de torsion de période avec un coefficient de participation modal égale à **0.23%** selon (x-x) et **0 %** selon le sens (y-y).

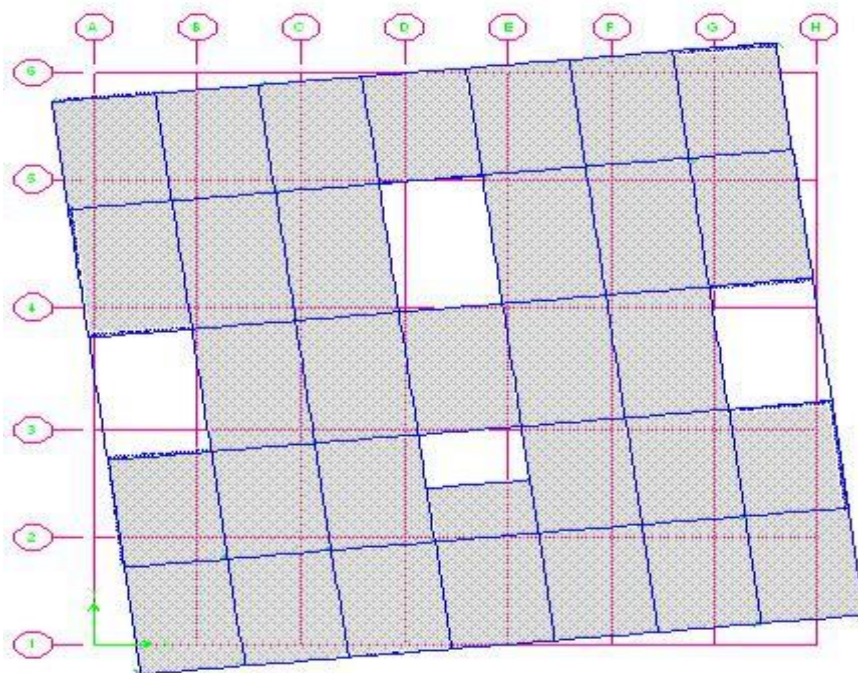
Schéma de mode de vibration :



FigureIV.7: premier mode de vibration



FigureIV.8: deuxième mode de vibration.



FigureIV.9: troisième mode de vibration.

Conclusion :

Dans la deuxième variante on atteint une participation modale plus faible par rapport à la première variante, mais dans cette dernière les sollicitations dans les poutres sont très grandes ce qui conduit à un ferrailage important et parfois irréalisable c'est pour ça on choisira la deuxième variante. Sachant que dans les deux variantes on a obtenu des translations indépendantes dans le sens transversal et longitudinal pour le premier et le deuxième mode, et une torsion avec un faible coefficient de participation modale pour le troisième mode

IV.3. L'étude sismique

IV.3.1. Présentation des différentes méthodes de calcul

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

a) Méthode statique équivalente : (Art 4.2)

Principe

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version 2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa

base donné par la formule suivante :
$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

W : Poids total de la structure.

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II, à 30 m en zone III et IIb.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... HT ≤ 7 niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B.....HT ≤ 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... HT ≤ 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... HT ≤ 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B.....HT ≤ 3 niveaux ou 10m.

Remarque

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon l'article **4.1.2b (Zone IIa)**.

b) Méthode modale spectrale

Principe

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une 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.

Application

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5n \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5n(1.25A) \frac{Q}{R} & \\ 2.5n(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right) & \\ 2.5n(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \end{cases}$$

Avec

g : accélération de la pesanteur.

Spectre de réponse de calcul

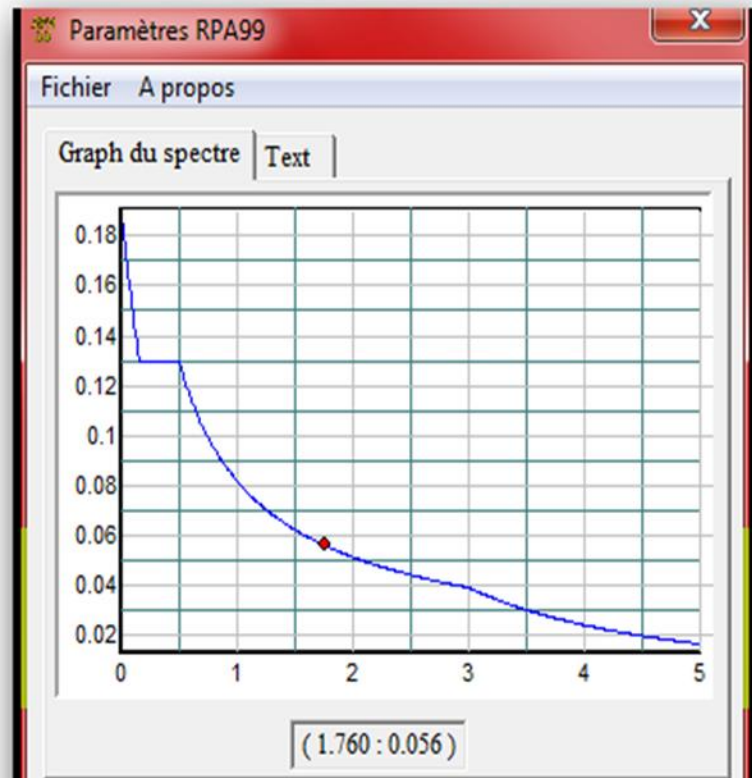


Figure IV.10. Spectre de réponse de calcul.

- **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation situé à Bouira (Zone IIa)

Groupe d'usage 2 A= 0.10

- **Terrain meuble (S3)**, $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,50$ sec (Tableau (4.7) page 50 RPA 99 ver 2003)

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule □

Suivant l'article 4.2.3 R.P.A 2003, on a la formule suivante : $n = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} \geq 0.7$

Pourcentage d'amortissement de la structure □ = 7% (Tableau 4.2 R.P.A 2003)

$$\square = 0.88 > 0.7$$

- **Facteur de qualité Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q$$

Où : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA99/VER2003)

Tableau IV.5. Valeurs des pénalités.

Critère q	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	NO Observé	0,05
2. Redondance en plan	NO Observé	0.05
3. Régularité en plan	Observé	0
4. Régularité en élévation	Observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0
		$Q=1+\sum P_q = 1.10$

le pourcentage d'amortissement critique

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 7^0_0$; (tableau4.2.RPA2003)

- **facteur d'amplification dynamique : Donné par la formule dans RPA 99/2003**

$$D = \begin{cases} 2.5n & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5n \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Dans le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par les voiles, o peut Également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

d : est la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré (x,y) :

$d_x = 24.5 \text{ m}$ et $d_y = 26.73\text{m}$

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0.09 \frac{37.75}{\sqrt{24.5}} = 0.686s$$

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0.09 \frac{37.75}{\sqrt{26.73}} = 0.657s$$

$$T_x = \min (0.686; 0.79) T_x = 0.686s$$

$$T_y = \min (0.657; 0.79) T_y = 0.657 s$$

Sens x :

$$T_2 < T_x < 3s \quad 0,50 < 0,686 < 3s$$

$$\text{Donc : } D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x) 2/3 = 1,78$$

Sens y :

$$T_2 < T_y < 3s \quad 0,50 < 0,657 < 3s$$

$$\text{Donc : } D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y) 2/3 = 1.83$$

Calcul du poids de la structure W : [RPA99version2003/formule4.5]

$$W = \sum WGi + \beta \sum WQi$$

WGi : Poids du aux charge permanentes ;

WQi : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum WGi$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum WQi$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat : **W = 40325,98KN**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{0.10 \times 1.78 \times 1.10}{5} \times 63299.37 = 2478.80kn \\ V_y = \frac{0.10 \times 1.83 \times 1.10}{5} \times 63299.37 = 2548.43kn \end{cases}$$

Choix de coefficient de comportement R :

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales repressent par les portiques et les voiles.

Tableau IV. 6 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
	F3(KN)	F3(KN)	F3(KN)	F3(KN)
RDC	43711.08	56928.1	43.43	56.56

Tableau IV.7 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1(KN)	F2(KN)	F1(KN)	F2(KN)	F1(KN)	F2(KN)	F1(KN)	F2(KN)
RDC	4390.56	5063.11	407.08	451.9	91.51	91.8	8.48	8.19

Avec : **F3** : la charge verticale reprise par l'élément.

F1 : la charge horizontale suivant X

F2 : la charge horizontale suivant Y

Conclusion :

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).

Combinaisons des réponses modales : (RPA 2003.Art.4.3.5)

Si toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par :

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ζ_i, ζ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \left(10 + \frac{10}{\delta_i \delta_j}\right) = 0.588$$

avec : $T_i \leq T_j$

Mode	période	r	$10 / (10 + \overline{\xi_i \xi_j})$
1	0.793893	0.80598767	0.588
2	0.639872	0.87333717	0.588
3	0.558822	0.32502541	0.588
4	0.181625	0.88590667	0.588
5	0.160905	0.99089548	0.588
6	0.159436	0.89934397	0.588
7	0.143393	0.98587119	0.588
8	0.140734	0.89040737	0.588
9	0.125862	0.59018399	0.588
10	0.07429	0.92140261	0.588
11	0.068451	0.81109115	0.588
12	0.05552	0	0.588

Calcul de l'effort tranchant à la base :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Tableau IV.9. Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).

Mode	Période	Sa/g	□□□□	W (KN)	V _t (KN)
1	0.793898	0.04347436	68.0156	63299.3782	1871.72127
2	0.639872	0.05037851	0	63299.3782	0
3	0.558824	0.05521095	0.2351	63299.3782	8.21631901
4	0.181632	0.11591651	13.8705	63299.3782	1017.74003
5	0.160909	0.1245117	0	63299.3782	0
6	0.159444	0.12541684	4.5719	63299.3782	362.954362
7	0.143395	0.13530857	0	63299.3782	0
8	0.141369	0.13583001	0.0065	63299.3782	0.55886709
9	0.125876	0.14933806	0.1165	63299.3782	11.0127524
10	0.07429	0.21184867	6.5474	63299.3782	877.999078
11	0.068451	0.22597885	0	63299.3782	0
12	0.05552	0.25902943	0.0293	63299.3782	4.80414574

Tableau IV.10. Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversale).

Mode	Périodes	Sa/g	□□□□	W (KN)	Vt (KN)
1	0.793898	0.04347436	0	63299.3782	0
2	0.639872	0.05037851	69.5958	63299.3782	2219.3602
3	0.558824	0.05521095	0	63299.3782	0
4	0.181632	0.11591651	0	63299.3782	0
5	0.160909	0.1245117	8.4078	63299.3782	662.661866
6	0.159444	0.12541684	0.0001	63299.3782	0.00793881
7	0.143395	0.13530857	10.6022	63299.3782	908.072954
8	0.141369	0.13583001	0	63299.3782	0
9	0.125876	0.14933806	0	63299.3782	0
10	0.07429	0.21184867	0	63299.3782	0
11	0.068451	0.22597885	6.0204	63299.3782	861.177323
12	0.05552	0.25902943	0	63299.3782	0

IV.3.2 Vérification des exigences de RPA 2003

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/2003** et relative à résultante des forces sismique. En effet la résultante des forces sismique à la base v_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente v pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $v_d < 0.8 v_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacements, moments,)

Sens	V (d) (kN)	V (stat.eq)	80%V sta	$V_d \geq 0.8V_{sta}$
X	2952.41	3541.14	2832.91	Oui
Y	3292.38	3640.61	2912.48	Oui

IV.3.3. Vérification des déplacements latéraux inter-étage

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99/2003, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a) Principe de calcul : (RPA 99/2003.Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit

$$\delta K = R\delta eK:$$

Avec :

R : coefficient de comportement.

δeK : Déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à : $\Delta K = \delta K - \delta K-1$

Le déplacement admissible est : $\Delta adm = 1\%h0$ **Avec :** $h0$: est la hauteur d'étage Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.11. Déplacement inter-étage dans le sens XX.

Niveau	δek (m)	R	δk (m)	$\delta K-1$	Δ_k (x)(m)	Δ_{kadm} (m)	Observation
Salle machine	0.0239	3.5	0.08365	0.077	0.00665	0.0323	Vérifier
Salle pleine	0.022	3.5	0.077	0.07455	0.00245	0.012	Vérifier
9	0.0213	3.5	0.07455	0.0658	0.00875	0.0323	Vérifier
8	0.0188	3.5	0.0658	0.0567	0.0091	0.0323	Vérifier
7	0.0162	3.5	0.0567	0.0476	0.0091	0.0323	Vérifier
6	0.0136	3.5	0.0476	0.0385	0.0091	0.0323	Vérifier
5	0.011	3.5	0.0385	0.0294	0.0091	0.0323	Vérifier
4	0.0084	3.5	0.0294	0.021	0.0084	0.0323	Vérifier
3	0.006	3.5	0.021	0.01365	0.00735	0.0323	Vérifier
2	0.0039	3.5	0.01365	0.00665	0.007	0.0357	Vérifier
1	0.0019	3.5	0.00665	0.0021	0.00455	0.0357	Vérifier
RDC	0.0006	3.5	0.0021	0	0.0021	0.0357	Vérifier

Tableau IV.12. Déplacement inter-étage dans le sens YY

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	σ_{K-1}	$\Delta_k(y)(m)$	$\Delta_{kadm}(m)$	Observation
Sallem achine	0.0182	3.5	0.0637	0.05845	0.00525	0.0323	Vérifier
Sallepleine	0.0167	3.5	0.05845	0.05635	0.0021	0.012	Vérifier
9	0.0161	3.5	0.05635	0.05005	0.0063	0.0323	Vérifier
8	0.0143	3.5	0.05005	0.0434	0.00665	0.0323	Vérifier
7	0.0124	3.5	0.0434	0.03675	0.00665	0.0323	Vérifier
6	0.0105	3.5	0.03675	0.02975	0.007	0.0323	Vérifier
5	0.0085	3.5	0.02975	0.0231	0.00665	0.0323	Vérifier
4	0.0066	3.5	0.0231	0.0168	0.0063	0.0323	Vérifier
3	0.0048	3.5	0.0168	0.0112	0.0056	0.0323	Vérifier
2	0.0032	3.5	0.0112	0.0056	0.0056	0.0357	Vérifier
1	0.0016	3.5	0.0056	0.00175	0.00385	0.0357	Vérifier
RDC	0.0005	3.5	0.00175	0	0.00175	0.0357	Vérifier

• Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art4.2.5RPA99V2003).

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7\text{sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7\text{sec} \end{cases}$$

T est la période fondamentale de la structure.

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0.25 V.

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=i}^n W_j H_j}$$

Avec:

F_i : force horizontale revenant au niveau i.

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : Poids revenant aux plancher si, j.

Dans notre cas $T = 0.657 < 0.7s$ donc $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant

Tableau IV.13. Distribution de la résultante des forces sismiques.

Niveaux	Effort tranchant		Poids W(KN)	h(m)	h×W(KN.m)	Efforts sismique	
	VX(KN)	VY(KN)				FX(KN)	FY(KN)
S.machine	100.11	106.48	241.11999	37.75	9102.27962	0.76639384	0.81515948
D.pleine	120.61	127.66	151.851933	34.52	5241.92873	0.53173935	0.56282104
9	1140.08	1251.24	6665.80082	33.32	222104.483	212.969309	233.734228
8	1871.89	2112.3	6140.10745	30.09	184755.833	290.872627	328.229891
7	2440.55	2803.13	6214.81747	26.86	166929.997	342.646631	393.551884
6	2920.78	3380.45	6214.81747	23.63	146856.137	360.757456	417.533174
5	3337.71	3872.63	6214.81747	20.4	126782.276	355.902891	412.941871
4	3679.59	4275.04	6218.75716	17.17	106776.06	330.443865	383.917975
3	3949.24	4588.04	6149.52505	13.94	85724.3792	284.735913	330.792698
2	4169.68	4833.63	6101.68855	10.71	65349.0844	229.174664	265.666798
1	4335.45	5016.22	6442.63608	7.14	46000.4216	167.733714	194.071945
RDC	4408.23	5101.81	6543.43873	3.57	23360.0763	86.6089698	100.235811
Σ	/	/	63299.3782	/		/	/

IV.3.3. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99/2003. Art 5.9)

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

$$\theta = P_K \times \Delta_K / V_K \times h_k \leq 0.1$$

Avec : P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

Tel que : $P_K = \sum^N (W_{gi} + \beta W_{qi})$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1). h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.14. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens 'XX'

Niveau	P	VX	H	Δ_K	θ_K	Obs
S.machine	241.11999	100.11	3.23	0.00665	0.00495878	vérifié
D.pleine	151.851933	120.61	1.2	0.00245	0.00257053	vérifié
9	6665.80082	1140.08	3.23	0.00875	0.01583881	vérifié
8	6140.10745	1871.89	3.23	0.0091	0.00924133	vérifié
7	6214.81747	2440.55	3.23	0.0091	0.0071743	vérifié
6	6214.81747	2920.78	3.23	0.0091	0.00599471	vérifié
5	6214.81747	3337.71	3.23	0.0091	0.00524588	vérifié
4	6218.75716	3679.59	3.23	0.0084	0.00439522	vérifié
3	6149.52505	3949.24	3.23	0.00735	0.00354334	vérifié
2	6101.68855	4169.68	3.57	0.007	0.00286931	vérifié
1	6442.63608	4335.45	3.57	0.00455	0.00189397	vérifié
RDC	6543.43873	4408.23	3.57	0.0021	0.00087316	vérifié

Tableau IV.15. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens 'YY'.

Niveau	P	VY	H	Δ_K	θ_K	Obs
S.machine	241.11999	106.48	3.23	0.00525	0.00368063	vérifié
D.pleine	151.851933	127.66	1.2	0.0021	0.00208163	vérifié
9	6665.80082	1251.24	3.23	0.0063	0.01039082	vérifié
8	6140.10745	2112.3	3.23	0.00665	0.00598466	vérifié
7	6214.81747	2803.13	3.23	0.00665	0.00456462	vérifié
6	6214.81747	3380.45	3.23	0.007	0.00398428	vérifié
5	6214.81747	3872.63	3.23	0.00665	0.00330401	vérifié
4	6218.75716	4275.04	3.23	0.0063	0.00283728	vérifié
3	6149.52505	4588.04	3.23	0.0056	0.00232381	vérifié
2	6101.68855	4833.63	3.57	0.0056	0.00198014	vérifié
1	6442.63608	5016.22	3.57	0.00385	0.00138509	vérifié
RDC	6543.43873	5101.81	3.57	0.00175	0.00062871	vérifié

Conclusion

On constate que et sont inférieur à 0,1. Donc :

L'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Ferraillage des éléments résistants

IV.3.6 Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA 2003 exige la vérification prescrite par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec N : l'effort normal maximal.

B : l'aire de la section brute.

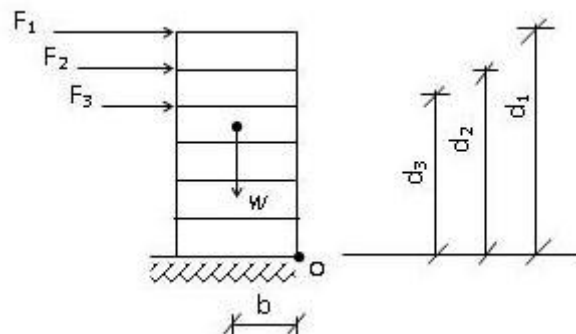
f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Tableau IV.16: Vérification de l'effort normal réduit

	SECTION	N(KN)	f_{c28}	N_{rd}	Obs
Sous-sol	65x65	2984.14	25	0.28	≤ 0.3vérifié
RDC	60x60	2726.29	25	0.29	≤ 0.3vérifié
Etage courant	50x50	2503.5	25	0.3	≤ 0.3vérifié

IV.3.6 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble: (RPA99/Vers03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.



	W	b	Ms	Mr	Ms / Mr	Observation	
	(KN)	(m)	(KN.m)	(KN.m)			
Sens X-X	63299.37817	12.25	775417.3826	54488.60108	14.23081832	>1.5.....	vérifiée
Sens Y-Y	63299.37817	13.365	845996.1893	62367.7182	13.56464873	>1.5.....	vérifiée

Conclusion :

On a $M_s / M_r > 1.5$: donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions

Les résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, montrent que le bâtiment est bien dimensionné et peut résister au séisme après un ferrailage correct, on peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Chapitre V



Ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations

V.2. ferrillage des poteaux

V.2.1. Etude des éléments structuraux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables.

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

- ✦ $1.35G+1.5Q$
- ✦ $G+Q+E$
- ✦ $0.8G\pm E$

V.2.2. Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
- 4 % en zone courante.
- 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40λ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$\begin{cases} A_{min} = \max((4cm^2)/ml; \frac{2B}{1000}) \\ A_{max} = \frac{5B}{1000} \end{cases}$$

B : section du béton = $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$)

$$A \geq \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} b_0 \times d \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{CN}}{F} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

V.2.3. Exemple de calcul

a) Ferrailage longitudinal

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu = -2454.52 \text{ KN} \\ Mu = -38.479 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = -27.436 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = -1786.63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) \quad ; \quad e_1 = \frac{Mu}{Nu} + e_a = \frac{38.479}{2454.52} + 0.02 = 0.0356\text{m}$$

Sollicitation :

$$I_f = 0.7 \times I_0 = 0.7 \times 3.57 = 2.499\text{m} \quad ; \quad \frac{I_f}{h} = \frac{2.499}{0.6} = 4.165$$

$$\max\left(15; 20; \frac{e_1}{h}\right) = \max\left(15; 20; \frac{0.0356}{0.60}\right) = 15 \text{ donc } \frac{I_f}{h} = 4.16 < \max(15; 1.18) = 15$$

- Calcul en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité de second ordre :

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{M_{ser}}\right) \quad \text{Donc} \quad \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{38.479}{1.5 \times 27.436}\right) = 0.649$$

$$\text{Or on a : } e_2 = \frac{3I_f^2}{h10^4} (2 + \alpha\theta)$$

Avec $\theta = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$e_2 = \frac{3 \times 2.499^2}{10^4 \times 3.57} (2 + 0.649 \times 2) = 0.00173\text{m}$$

- Sollicitation :

$$M_{UGO} = N_U(e_1 + e_2) = 2454.52 \times (0.0356 + 0.0017) = 91.55 \text{ kn.m}$$

$$e_0 = (e_1 + e_2) = (0.0356 + 0.0017) = 0.0373\text{m}$$

$$e_A = \left(e_1 + \left(d - \frac{h}{2}\right)\right) = \left(0.0373 + \left(0.57 - \frac{0.6}{2}\right)\right) = 0.307\text{m}$$

$$M_{UA} = (N_U \times e_1) = (2454.52 + 0.307) = 753.53 \text{KN.m}$$

À ELS

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.015 \text{m}$$

$$e_A = \left(e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right) = (0.015 + (0.57 - 0.30)) = 0.285 \text{m}$$

$$M_{serA} = (N_{ser} \times e_A) = (1786.63 + 0.285) = 509.18 \text{KN.m}$$

À L'ELU

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.48$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0.225$$

$\mu_{bc} > \mu_{bu}$ Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul des armatures

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{serA}} = 1.47$$

$$\mu_{IU} = 10^{-4} (3440 \times 1.48 + 49 \times 25 - 3050) = 0.32$$

On a : $\mu_{bu} < \mu_{IU} \Rightarrow A' \neq 0$ $\mu_{bu} < 0.275$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.57 \times (1 - 0.6 \times (0.275)) = 0.49 \text{m}$$

$$A_{fs} = \frac{M_{ua}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{753.53}{0.49 \times 348} = 4.41 \text{cm}^2$$

• **En flexion composée**

$$A'_{FC} = A_{fs} = 0$$

$$A_{FC} = A_{fs} - \left(\frac{N_U}{f_{ed}} \right) = 4.42 - \frac{2454.52}{348} = -2.63 \text{cm}^2$$

$$A_{FC} = \max(A_{minBAEL}; A_{minRPA}; A_{cal})$$

$$A_{minBAEL} = A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t27}}{Fe} \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d} = 10.7 \text{cm}^2$$

$$A_{minRPA} = 0.8\% \times S = 0.008 \times (60 \times 60) = 28.8 \text{cm}^2$$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire) :

• Situation durable : Combinaison : 1.35G + 1.5Q.

Tableau V.2. Ferrailage longitudinal des Poteaux à l'ELU

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	Acal	Amin bael	ARPA	Choix des barres
			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Sous-sol (1 et 2)	N_{max}=2984.14	M _{cor} =0	65x65	0.00	12.21	33.8	4T20+12T16
	N_{min}= 582.78	M _{cor} = -1 .733		0.00			
	N_{cor} =-708.97	M _{max} = -16.197		0.00			
(RDC)	N_{max}=2454.52	M _{cor} = -38.479	60x60	0.00	10.7	28.8	16T16
	N_{min} = -755	M _{cor} = 19.377		0.00			
	N_{cor} = -1369.87	M _{max} =-49.978		0.00			
Etage courant	N_{max}=2179.61	M _{cor} =-9.212	50X50	0.00	7.09	20	4T16+8T14
	N_{min}= 571.07	M _{cor} = 12.931		0.00			
	N_{cor} = 1204.53	M _{max} =-39.818		0.00			

• **Situation accidentelle**

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux à L'ELA.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	Acal	Amin bael	ARPA	Choix des barres
			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Sous-sol (1 et 2)	N_{max}= 2196.07	M _{cor} =0	65x65	0.00	12.21	33.8	4T20+12T16
	N_{min}= 585	M _{cor} = 1.028		0.00			
	N_{cor} = 611.86	M _{max} = 24.612		0.00			
(RDC)	N_{max}=1897	M _{cor} = 34.55	60x60	0.00	10.7	28.8	16T16
	N_{min} = 744	M _{cor} = 55.289		0.00			
	N_{cor} = 889.73	M _{max} =79.67		0.00			
Etage courant	N_{max}=1592.15	M _{cor} =15.604	50X50	0.00	7.09	20	4T16+8T14
	N_{min}= 547.39	M _{cor} = 2.223		0.00			
	N_{cor} = 987.41	M _{max} = 42.375		0.00			

b) Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

- Maintenir les armatures longitudinales.

➤ **Recommandation du R.P.A**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal r : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$\text{Zone II} \begin{cases} t \leq \min(10\phi_L; 15\text{cm}) & \text{en zone I et II} \\ t' \leq 15\phi_L \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{ZONE NODALE} \\ \text{ZONE COURANTE} \end{matrix}$$

ϕ_L ; Diamètre minimale des armatures longitudinales

On adopte un espacement de : 8 cm en zone nodale et 12 cm en zone courante

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$$\frac{A_t}{b \times t} \geq \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{int repolation} & \text{si } 5 \geq \lambda_g \geq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étiers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum=10cm

Exemple de calcul

✓ Poteaux de RDC (60x60) : $V_{max} = 33.1 \text{ kn}$

✓ Zone courante

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.57}{0.6} = 4.165 < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$A_t = \frac{120 \times 3.75 \times 33.1 \times 10}{600 \times 400} = 0.62 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t} \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$\lambda_g < 5$ donc on prend un pourcentage minimal par interpolation = 0,51% 7

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$A_{t \min} \geq 0.51\% \times b \times t = 0.0051 \times 60 \times 12 = 3.672 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$ 6T10

✓ **Zone nodale** : $A_t = \frac{60 \times 3.75 \times 33.1 \times 10}{600 \times 400} = 0.41 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$A_{t \min} \geq 0.51\% \times b \times t = 0.0051 \times 60 \times 8 = 2.44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$ 6T10

V.2.4. Vérifications diverses

❖ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

• **Exemple de calcul : Poteau RDC (60x60)**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{33.1 \times 10^3}{600 \times 570} = 0.096 \text{ mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ mpa}\right) = 3.33 \text{ mpa}$$

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

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

• **Zone courante**

Tableau V.4. Armature transversal (Zone courante)

Poteaux	V(KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	g	a	τ _u 3.33(MPA)	Choix	A _{ado} (cm ²)	S _t (cm)	
									Z.N	Z.C
65x65	15.48	12	0.267	3.84	3.75	0.038	6T10	4.71	12	8
60x60	33.1	12	0.62	4.16	3.75	0.096	6T10	4.71	12	8
50x50	37.75	12	0.849	4.52	3.75	0.160	6T8	3.02	12	8

• **Zone nodale**

Tableau V.5. Armature transversal (Zone nodale)

Poteaux	V(KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	g	a	τ _u 3.33 MPA	Choix	A _{ado} (cm ²)
65x65	15.48	8	0.17	3.84	3.75	0.038	6T 10	4.71
60x60	33.1	8	0.41	4.16	3.75	0.096	6T10	4.71
50x50	37.75	8	0.56	4.52	3.75	0.160	6T8	3.02

Vérification à l'ELS

❖ Vérification des contraintes

• Vérification d'une section partiellement comprimée

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} \times Y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Le calcul est relativement complexe et s'effectue comme suit :

On résout l'équation du troisième degré : $y^3 + py + q = 0$ On obtient y_1 et y_2 et y_3 avec :

$$C = h/2 - e_{ser} ; e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$p = -3c^2 - 90 \times A_s' \times \frac{c - d'}{b} + 90 \times A_s \frac{d - c}{b}$$

$$q = -3c^2 - 90 \times A_s' \times \frac{(c - d')^2}{b} + 90 \times A_s \frac{(d - c)^2}{b}$$

• Calcul des contraintes

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{(sup;inf)} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - x_G) \times (\frac{h}{2} - x_G)}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

• Vérification de l'effort normal ultime

D'après CBA93 (Art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ultim} = \Delta \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

Br : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Calcul de N ultim : $N_{ultim} = 5779.80 > N_{max} = 2179.61 \dots \dots \dots CV$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification de l'effort normal ultime.

Poteau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	□	A(cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ulim} (kN)	Vérification
RDC	60x60	3.57	2.499	15.05	32.17	2179.61	5779.80	Vérifiée

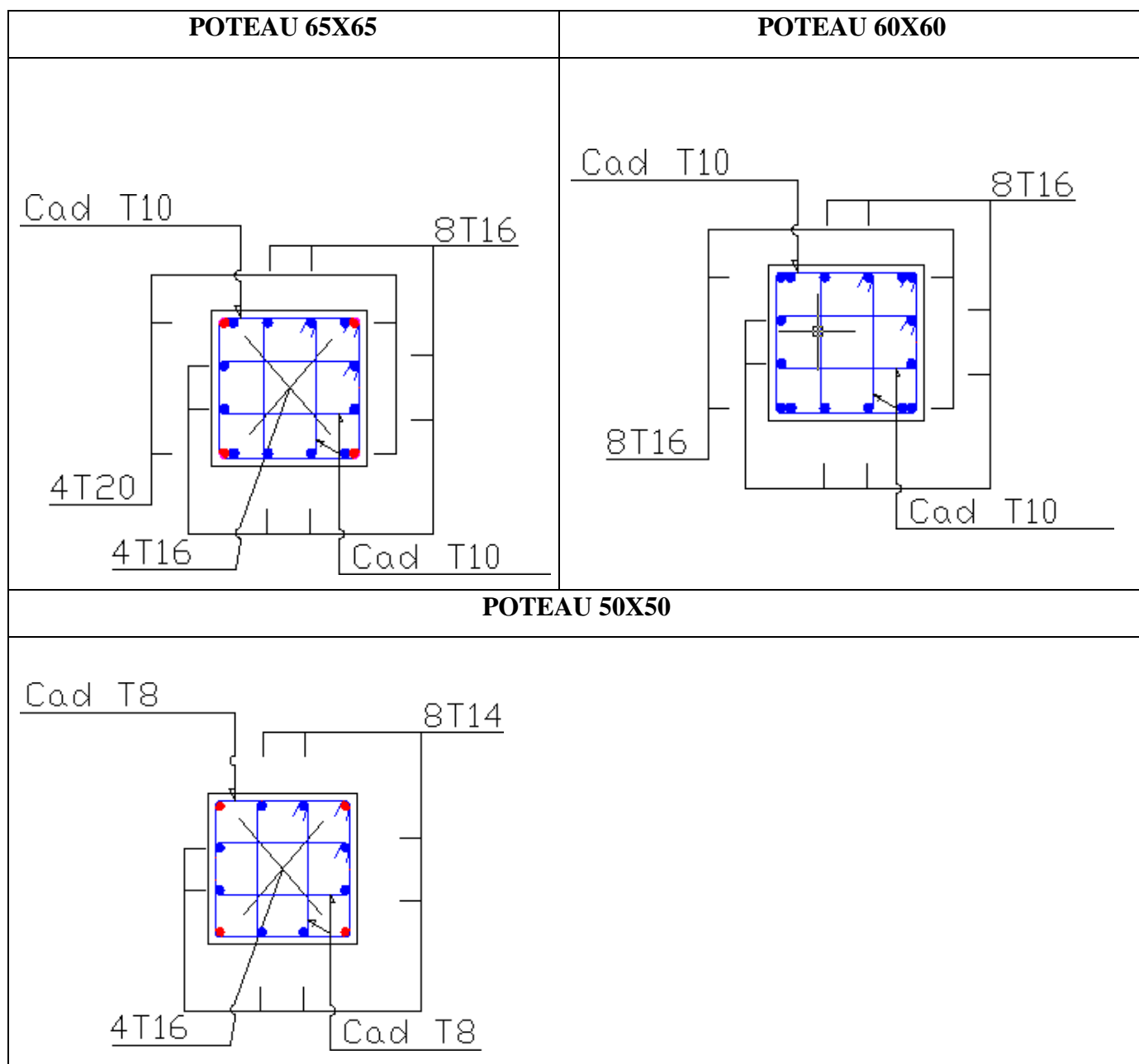


Figure V.1. Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU et à l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003).

V.3.1 Prescriptions données par RPA99/version 2003

a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.

- **Poutres principales :** $A_{min} = 0,005 \times 35 \times 45 = 7,875 \text{ cm}^2$.
- **Poutres secondaires :** $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.
- **Poutres principales :** $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- **Poutres secondaires :** $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$. (en zone courante).
 $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).
- Pour une poutre de rive, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0.003.S.b$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA99/ver2003 exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ »
- En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $S \leq h/2$ ».

B=0.35

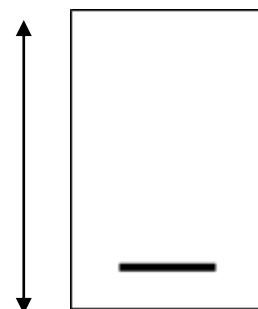
V.3.2 Exemple d'application

a) Ferrailage longitudinal

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $h = 0.45 \text{ m}$

$\sigma_{bu} = 1.15 \theta = 0.85 f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 1$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 21.47 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$



b) Ferrailage en travées

Ferrailage sous les combinaisons durables à L'ELU :

Mt max = 67.043 KN.m

D'après B.A.E.L 91 modifiée 99 : Le moment réduit est :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{670.43 \times 10^6}{350 \times 420^2 \times 14.17} = 0.076$$

$$10^4 \mu_{bu} = 3440\gamma + 49f_c28 - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39 \quad Z=0.408m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{67.043 \times 10^6}{408 \times 348} = 472mm^2 = 4.72m^2$$

c) Ferrailage sur appui

Ferrailage sous les combinaisons durables à L'ELU :

$$M_{a\ max} = 105.295$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{105.295 \times 10^6}{350 \times 420^2 \times 14.17} = 0.120$$

$$A_s = \beta bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.128 \times 35 \times 42 \times \frac{14.17}{400} = 6.66cm^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

- En travée : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$
- Sur appui : $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans les tableaux suivants : On a utilisé le logiciel de calcul (SOCOTEC), Pour le calcul des différentes sections de ferrailage

Poutres principales

Tableau V.9. Ferrailage longitudinal des poutres principales.

		Poutre (35X45) cm²			
	Position	M(kN.m)	Combinaison	A_{cal}(cm²)	A_{min} (RPA) (cm²)
Zone 01 Sous-Sol(01et02)	Travée	66.353	ELU	4.73	7.875
	Appui	-96.369	ELU	7.02	7.875
		6.701	0.8G+E _y	0.40	7.875
Zone 02 RDC	Travée	67.043	ELU	4.81	7.875
	Appui	-105.295	ELU	6.66	7.875
		20.516	0.8G+E _y	1.23	7.875
Zone03 Etages courants	Travée	66.835	ELU	4.77	7.875
	Appui	-136.477	ELU	10.24	7.875
		51.802	0.8G+E _y	3.15	7.875

Remarque

On remarque que la température n'a pas d'influence sur le ferrailage.

Choix des barres

		Travée			appuis		
		As cal(cm²)	As choix	As adopté(cm²)	As cal (cm²)	As choix	As adopté (cm²)
Zone 1 Sous-sol (1 et 2)	Sup	0.00	3T14	4.62	7.02	3T14+3T12	8.01
	Inf	4.73	6T12	6.79	0.40	3T12	3.39
RDC	Sup	0.00	3T14	4.62	6.66	5T14	7.7
	Inf	4.81	5T12	5.54	1.23	3T12	3.39
Etages courants	Sup	0.00	3T16	6.03	10.24	3T16+3T14	10.65
	Inf	4.77	6T12	6.79	3.15	3T12	3.39

Les poutres secondaires

Tableau V.10. Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.

		Poutre (35X30) cm ²			
	Position	M (kN.m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (RPA)(cm ²)
Zone 01 Sous-Sol (01et02)	Travée	21.272	ELU	1.96	5.25
	Appui	-20.32	G+Q+E _x	1.92	5.25
		16.283	G+Q+E _x	1.53	5.25
Zone 02 RDC	Travée	14.076	ELU	1.28	5.25
	Appui	-34.916	G+Q+E _x	2.81	5.25
		30.94	G+Q+E _x	2.48	5.25
Zone 03 Etages courants	Travée	25.863	ELU	2.39	5.25
	Appui	-88.213	G+Q+E _x	7.44	5.25
		81.86	G+Q+E _x	6.86	5.25

b) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 : Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{S_t f_e} 0,4. b.$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$

Donc :

On adopte les espacements suivants : $S_t = 20\text{cm}.$

$$A_t = 0.60\text{cm}^2$$

Diamètre des armatures d'âme :

Pour les poutres principales :

Donc :

Pour les poutres secondaires :

: $A_t \geq \frac{1}{0,4} \cdot b \cdot S_t f_e$

Donc :

Selon le RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99version2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Donc: $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$

L'espace maximal poutre principale (45x35) :

En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est: $L'=2h=2 \times 0.45 = 0.9 \text{ m}$

$S_t \leq \min (h/4; 12 \phi_L) = \min (45/4, 12 \phi_L) = 11.25 \text{ cm} \implies \mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$

En zone courante :

$S_t \leq h/2 = 22.5 \text{ cm} \implies \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$

L'espace maximal poutre secondaire (35x30) :

En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est: $L'=2h=2 \times 0.35 = 0.7 \text{ m}$

$S_t \leq \min (h/4; 12 \phi_L) = 8.75 \text{ cm} \implies \mathbf{S_t = 8 \text{ cm}}$

En zone courante :

$S_t \leq h/2; S_t = 15 \text{ cm} \implies \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$

L'espace maximal :

En zone nodale : **S_t = 8 cm**

En zone courante : **S_t = 15 cm**

Donc: $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8..... $A_t=2.01 \text{ cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø8 »

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8..... $A_t=2.01 \text{ cm}^2$**

(On aura un cadre et une épingle de diamètre Ø8).

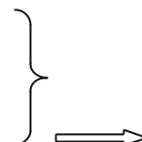
La longueur minimale de recouvrement vaut : $L_r = 40 \phi$

Soit : 80 cm pour les Ø16 et 80 cm pour les Ø14 et 50 cm pour les Ø12

V.3.3.Vérification nécessaire pour les poutres :

La condition de non fragilité :(BAEL91)

$A = 0.23(f_c/28/f_e) \cdot b \cdot h \dots \dots \dots \text{PP}$



$$A=0.23(fc28/fe).b.h$$

.....PS

Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\%.b.h$.

Toutes les sections d'acier adoptes dans le ferrailage sont comprises entre : A_s RPA min et A_s RPA max

Donc la condition est vérifié

Poutres Principales :

$$- \tau_u \leq \tau_u$$

• **Poutres Secondaire :**

$$= \tau_u \leq \tau_u$$

Donc la condition : $\tau_u \leq \tau_u$ est vérifiée

Contrainte d'adhérence:

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} \cdot \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

U_i : Somme des périmètres utiles des barres
 $\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification de contrainte d'adhérence.

	V_U (KN)	ΣU_i (cm)	τ_{se} (Mpa)	$\overline{\tau}_{se}$ (Mpa)	Observation
Poutres Principales	115.55	33.91	0.9	3,15	vérifiée
Poutres secondaires	60.7	22.6	0.93	3,15	vérifiée

Donc pas de risque d'entérinement des barres

Influence de l'effort tranchant aux appuis:

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.4ab \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec : $a=0.9d$

Sens principale

$V_u=115.55\text{KN} \leq 1058.4\text{KN}$ vérifiée

Sens transversale

$V_u =60.7\text{KN} \leq 614.4 \text{ KN}$ vérifiée

Vérification des contraintes :

La condition à vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I^{ser}} \times y \leq \sigma_{bc}$$

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes du béton

Type	Zone de vérification	A_s (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$
Poutres principales	En travée	6.79	50.289	5.3	15	vérifiée
	Sur appuis	10.65	99.602	6.2		
		3.39	50.28	3.7		
Poutres secondaires	En travée	4.62	41.48	3.4	15	vérifiée
	Sur appuis	9.24	46.02	2,69		
		9.24	41.498	2		

Tableau V.13 : Vérification des contraintes des aciers.

Type des poutres	Zone de vérification	A_s (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_s	σ_s	Observation $\sigma_s \leq \sigma_s$
Poutres principales	En travée	6.79	50.289	194.3	348	vérifiée
	Sur appuis	9.24	99.602	251.7		
		4.62	50.28	246.9		
Poutres secondaires	En travée	5.65	41.78		348	vérifiée
	Sur appuis	6.79	46.022	155.7		
		6.79	41.498	142.1		

Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

$$f = m.l^2 / 10EV.IFv$$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis

M_t : moment maximum en travée

M_0 : moment isostatique, $M_0 = (q_s l^2 / 8)$

A_s : section d'armature tendu correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

$$\text{Avec: } q_s = 26.81 + 3.93 = 30.74 \text{ KN/ml}$$

$$f = m.l^2 / 10EV.IEv$$

.....condition vérifiée

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutre secondaire (35x30):

$$\dots f = m.l^2 / 10EV.IFv$$

.....condition vérifiée

$$q_s = 44.92 + 2.625 = 47.545 \text{ KN/ml}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

ZONE	En appui	En travée
<p>Sous-sol (1-2)</p>		
<p>RDC</p>		
<p>Etage Courant</p>		

Figure V.2. Schéma de ferrailage des poutres principales.

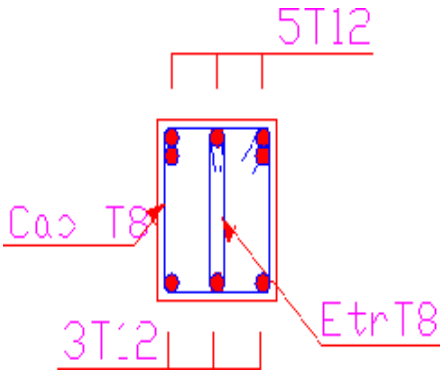
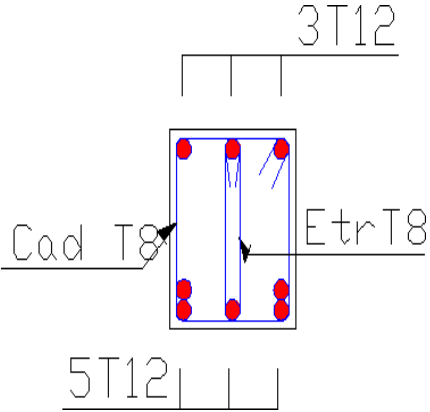
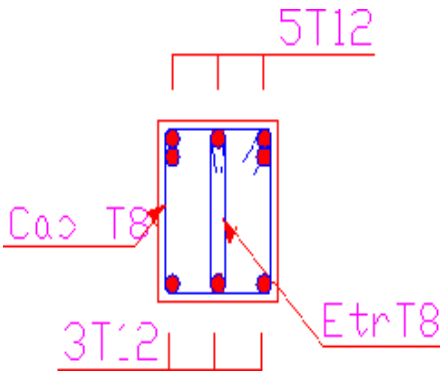
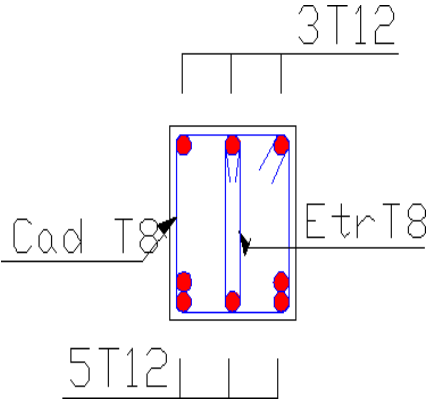
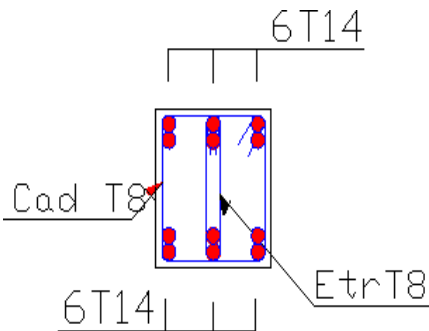
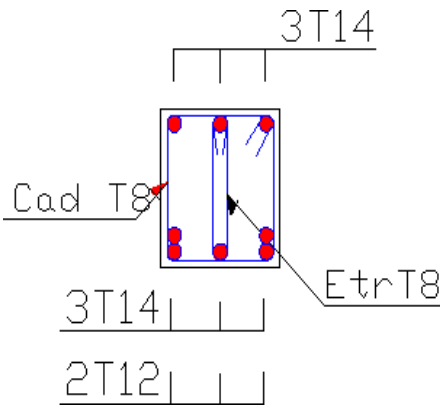
ZONE	En appui	En travée
Sous-sol (1-2)	 <p>Diagram showing reinforcement for a secondary beam at a support. The beam is represented by a rectangle with two vertical bars. The top reinforcement is labeled 5T12. The bottom reinforcement is labeled 3T12. The top-left corner reinforcement is labeled Cad T8. The bottom-right corner reinforcement is labeled Etr T8.</p>	 <p>Diagram showing reinforcement for a secondary beam in a span. The beam is represented by a rectangle with two vertical bars. The top reinforcement is labeled 3T12. The bottom reinforcement is labeled 5T12. The top-left corner reinforcement is labeled Cad T8. The bottom-right corner reinforcement is labeled Etr T8.</p>
RDC	 <p>Diagram showing reinforcement for a secondary beam at a support. The beam is represented by a rectangle with two vertical bars. The top reinforcement is labeled 5T12. The bottom reinforcement is labeled 3T12. The top-left corner reinforcement is labeled Cad T8. The bottom-right corner reinforcement is labeled Etr T8.</p>	 <p>Diagram showing reinforcement for a secondary beam in a span. The beam is represented by a rectangle with two vertical bars. The top reinforcement is labeled 3T12. The bottom reinforcement is labeled 5T12. The top-left corner reinforcement is labeled Cad T8. The bottom-right corner reinforcement is labeled Etr T8.</p>
Etage Courant	 <p>Diagram showing reinforcement for a secondary beam at a support. The beam is represented by a rectangle with two vertical bars. The top reinforcement is labeled 6T14. The bottom reinforcement is labeled 6T14. The top-left corner reinforcement is labeled Cad T8. The bottom-right corner reinforcement is labeled Etr T8.</p>	 <p>Diagram showing reinforcement for a secondary beam in a span. The beam is represented by a rectangle with two vertical bars. The top reinforcement is labeled 3T14. The bottom reinforcement is labeled 3T14 and 2T12. The top-left corner reinforcement is labeled Cad T8. The bottom-right corner reinforcement is labeled Etr T8.</p>

Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.4. Ferrailage des voiles

1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.4.1. Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre 7

❖ **Etat limite ultime** : Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 G \pm E$

❖ **Etat limite de service** : $G + Q$

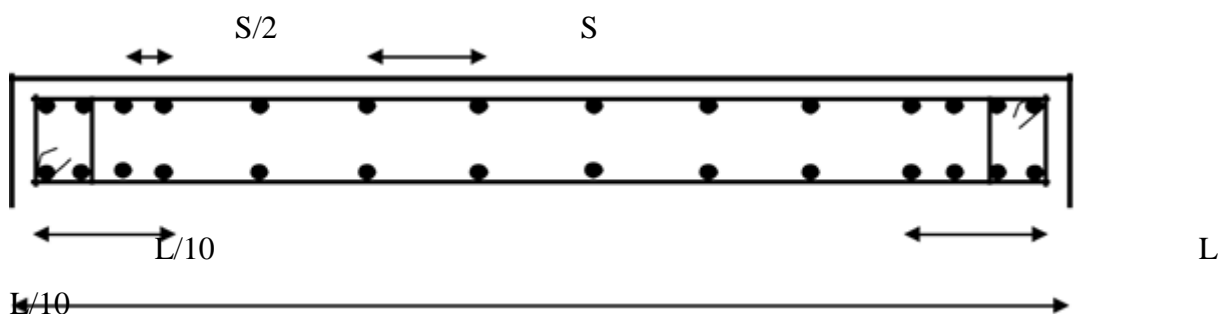
VI.4.2. Recommandations de RPA

a) *Armatures verticales* : Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles.

Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.

-Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.



V.4.3. Ferrailage des voiles

On procède par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de 1 m de largeur.

- **Exposé de la méthode**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

Avec : N : effort normal appliqué M : Moment fléchissant appliqué

Ω : Section transversale du voile. V : bras de levier I : l'inertie de voile

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{\Omega} \mp \frac{M \times V}{I} ; \quad V = \frac{L_{voile}}{2}$$

- **Calcul de L_t (longueur tendue)**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

Détermination de l'effort normal ultime

- **Section partiellement comprimée (SPC)**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

Avec :

L_t = section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

- **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} L_e \cdot e$$

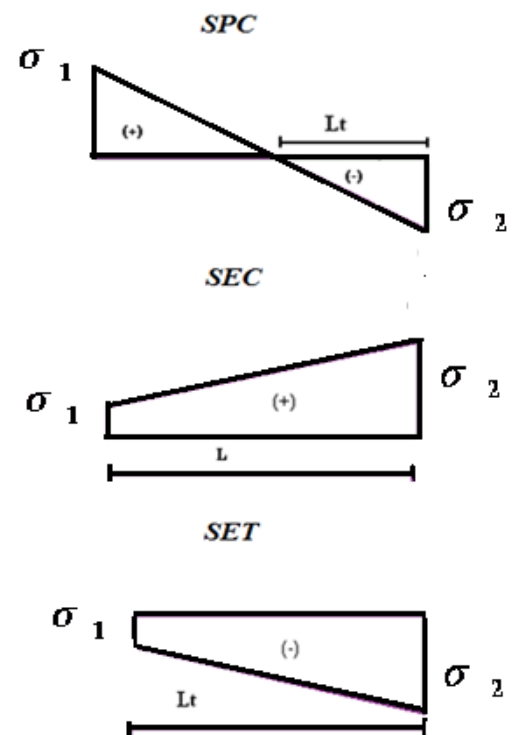
- **Section entièrement tendue (S.E.T)**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} L_t \cdot e$$

- **Armatures minimales selon le BAEL**

Section partiellement comprimée : $A_{min} \geq (0.23B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.005B)$

Section entièrement tendue : $A_{min} \geq \max(\frac{N_{ul}}{2\sigma_s} ; B \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.005B)$



Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99** [art 7.7.2] à :

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 798.44\text{KN}$

$< \tau$ condition vérifiée.
..... condition vérifiée.

Vérification à L'ELS:

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après

VI.5. Conclusion de ferrailage :

Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles sera résumé dans les tableaux suivants

Tableau V.16. Ferrailage et vérification de voile 3.5 m

Zone		Zone1	Zone2	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.5	3.5	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,7	0,7	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	-115.93	6667.46	
	σ_{min} (KN/m ²)	-651.60	-1702.69	
	VU (KN)	-29.34	365.36	
	L _t (m)	3.5	0.71	
	L _c (m)	0.00	2.79	
Ferrailages	N (KN)		268.64	1737.67
	M(KN.m)		109.366	1708.909
	A _v (cm ²)		6.716	3.03
	A _{min} (cm ²)		36.75	7.455
	A _{adopté} (cm ²)		22.62	22.62
	Choix par nappe		20T12	20T12
	A _v . totale+		45.24	45.24
	S _t (cm)	courante	20	20
		d'about	10	10
	A _H (cm ²)	(BAEL)	11.31	11.31
		(RPA)	10.11	9.09
	Choix par nappe/mh		5T10	5T10
	S _t (cm)		20	20
	A _t (cm ²)/m ²		4 épingles de T8/m ²	
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	1.73	1.83
		τ_b (MPa)	1.24	1.31
		$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5
	Effort normale à ELS	N _s (KN)	1735.99	1795.74
		σ_b (MPa)	2.47	2.56
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	15	15

Tableau V.15. Ferrailage et vérification de voile 5 m.

Zone		Zone1	Zone2	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.5	3.5	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,7	0,7	
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	-115.93	6667.46	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-651.60	-1702.69	
	VU(KN)	-29.34	365.36	
	L _t (m)	3.5	0.71	
	L _c (m)	0.00	2.79	
Ferrailages	N (KN)	268.64	1737.67	
	M(KN.m)	109.366	1708.909	
	A _v (cm ²)	6.716	3.03	
	A _{min} (cm ²)	36.75	7.455	
	A _{adopté} (cm ²)	22.62	22.62	
	Choix par nappe	20T12	20T12	
	A _{v. totale+}	45.24	45.24	
	S _t (cm)	courante	20	20
		d'about	10	10
	A _H (cm ²)	(BAEL)	11.31	11.31
		(RPA)	10.11	9.09
	Choix par nappe/mh	5HA10	5T10	
	S _t (cm)	20	20	
	A _t (cm ²)/m ²	4 épingles de T8/m ²		
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	1.73	1.83
		τ_b (MPa)	1.24	1.31
		$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5
	Effort normale à ELS	N _s (KN)	1735.99	1795.74
		σ_b (MPa)	2.47	2.56
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	15	15

Tableau V.16. Ferrailage et vérification de voile 6 m.

Zone		Zone1	Zone2	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.5	3.5	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m²)	0,7	0,7	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m²)	-115.93	6667.46	
	σ_{min} (KN/m²)	-651.60	-1702.69	
	VU (KN)	-29.34	365.36	
	L_t(m)	3.5	0.71	
	L_c(m)	0.00	2.79	
Ferrailages	N (KN)	268.64	1737.67	
	M(KN.m)	109.366	1708.909	
	A_v (cm²)	6.716	3.03	
	A_{min} (cm²)	36.75	7.455	
	A_{adopté} (cm²)	22.62	22.62	
	Choix par nappe	20HA12	20T12	
	Av. totale+	45.24	45.24	
	S_t (cm)	Courante		20
		d'about		10
	A_H (cm²)	(BAEL)	11.31	11.31
		(RPA)	10.11	9.09
	Choix par nappe/mh	5HA10	5T10	
	S_t (cm)	20	20	
A_t (cm²)/m²	4 épingles de T8/m²			
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	1.73	1.83
		τ_b (MPa)	1.24	1.31
		$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5
	Effort normale à ELS	N_s (KN)	1735.99	1795.74
		σ_b(MPa)	2.47	2.56
		$\bar{\sigma}$ (MPa)	15	15

Chapitre IV



Étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) :
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure

On distingue deux types de fondations :

a) Fondation superficielles : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.

b) Fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits

VI.2. 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, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 0.16\text{Mpa}$

VI.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes

VI.3.1. Dimensionnement de la semelle

Semelles filantes

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$N=130034.07\text{KN}$; $\sigma_{sol} = 1.6\text{bars} = 0.16\text{Mpa}$

$$s \geq \frac{130034.07 \times 10^{-3}}{0.16} = 812.71\text{m}^2$$

Conclusion

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution.

VI.4. Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier

a) L'épaisseur du radier

a.1) Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$L_{max} = 6\text{ m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $75\text{cm} \leq h_r \leq 120\text{cm}$. (1)

$$h_r = \frac{L_{max}}{20}$$

$h = 30\text{ cm}$

a.2) Condition de rigidité : $L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$

L_{max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195\text{ KN/m}^2$.

Le : longueur élastique $e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K = 40000\text{ KN/m}^3$

VI.4.2. Caractéristiques géométriques du radier :

a) Centre de masse du radier :

$$(X_r, Y_r) = (12.75, 13.87) \text{ m}$$

$$V_X = 12.342 \text{ m}$$

$$V_Y = 12.95 \text{ m}$$

b) Inertie du radier :

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I_x = 45311.5108 \text{ m}^4$$

$$I_y = 38316.7941 \text{ m}^4$$

c) Centre de masse de la structure :

$$(X_s, Y_s) = (12.342, 12.95) \text{ m}$$

d) L'excentricité :

VI.4.3. Vérifications

VI.4.3.1. Vérification du renversement

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contraintes moyennes doivent être inférieures à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{adm}$$

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 $G + Q + E$.

Tableau VI.1. Vérification de soulèvement

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (KN)	62885.91	62885.91	62885.91	62885.91	90877.49	90877.49
M (KN.m)	76227.566	5099.998	86454.778	5127.215	74114.312	7213.251
V (m)	12.342	12.95	12.342	12.95	12.342	12.95
I (m⁴)	45311.5108	38316.7941	45311.5108	38316.7941	45311.5108	38316.7941
S (m²)	707.115	707.115	707.115	707.115	707.115	707.115
σ₁(MPa)	0.109	0.09	0.112	0.09	0.14	0.13
σ₂ (MPa)	0.068	0.087	0.065	0.087	0.10	0.12
σ_{moy}(MPa)	0.099	0.089	0.1	0.089	0.13	0.125
σ_{adm}(MPa)	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
La condition	vérifiée	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

VI.4.3.2. Vérification au poinçonnement

Sous l’action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l’effort tranchant.

Cette vérification s’effectue comme suite :

$$N_u \leq 0,045 \times C \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots (\text{art A.5.2.4}) \text{ CBA93.}$$

□ C : périmètre de la surface d’impact projetée sur le plan moyen du radier.

Nu: la charge de calcul vis à vis de l’état limite.

Sous poteau

Nu : la charge de calcul vis à vis de l’état limite ultime du poteau le plus sollicité

Effort au niveau **-7.65** : Nu = 2.9MN

Effort au niveau **-8.65** : Nu = 2.9 + 1.35 (0.652x1.00 x25x10⁻³) = 3 MN

□ c : périmètre du contour cisailé

$$\square c = 4(a + h_r) = 4 (0.65 + h_r)$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_U \leq 1.5(6.2 + 2h_r)h_r \Rightarrow h_r \geq 32cm$$

D'après la vérification qu'on a faite nous remarquons que l'épaisseur du radier choisi à partir du pré dimensionnement ne suffit pas, donc en fait augmentée l'épaisseur du radier On choisi comme épaisseur $h_r = 95 \text{ cm}$

VI.4.3.3. Vérification au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) il faut vérifier la condition suivante :

$$T_u = V_u / B.D$$

$$V_u = q_u L_{\max} / 2 = (N_u \cdot b / s_{\text{rad}}) \cdot (L_{\max} / 2)$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h_r \quad ; \quad b = 1 \text{ m}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 6 m.

a) Détermination des charges et des surcharges :

• **Superstructure :** $G = 82688.08 \text{ KN}$; $Q = 12270.1 \text{ KN}$

Infrastructure :

Poids de voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 102.46 m avec une hauteur de 1 m

Poids du radier :

Donc : $G_{\text{totale}} = 99994.36 \text{ KN}$; $Q_{\text{totale}} = 12270.1 \text{ KN}$

b) Détermination des efforts

Sollicitations :

$$\text{ELU: } N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 153397.53 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_S = N_G + N_Q = 112264.46 \text{ KN}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.95 \text{ m}$ est vérifier vis-à-vis au cisaillement

VI.4.3.4. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$\mathbf{W} = \mathbf{W}_{\text{radier}} + \mathbf{W}_{\text{bâtiment}} + \mathbf{W}_{\text{voile per}}$$

$$\mathbf{W} = 16793.98 \text{ KN} + 82688.08 + 512.3 = 99994.96 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1.5$;

: poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$) ;

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = -7.65 \text{ m}$) ;

S_{radire} : surface du radier, $S_{\text{rad}} = 707.115 \text{ m}^2$

Donc $w = 99994.96 \text{ KN} > 81141.44 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

VI.4.3.5. Surface minimale du radier :

Il faut que la surface du radier doive vérifier la condition suivante :

A P'ELS :

A P'ELU : _____

On remarque que la surface du radier ($S_{\text{rad}} = 707.115 \text{ m}^2$) est supérieur à la surface minimale donc la condition est vérifiée.

VI.4.3.6. Vérification selon le RPA :

D'après le RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5) le radier reste stable si :

: L'excentricité de la résultante des charges verticales.)

VI.4.3.7. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales :

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

Tableau VI.3. Vérification des contraintes.

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	90877.49	90877.49	124525.12	124525.12
M (KN.m)	8178.97	70884.44	11207.26	159647.58
V (m)	12.342	12.95	12.342	12.95
I (m⁴)	45311.5108	38316.7941	45311.5108	38316.7941
S	707.115	707.115	707.115	707.115
σ₁(MPa)	0.13	0.12	0.17	0.17
σ₂ (MPa)	0.15	0.10	0.23	0.12
σ_{moy}(MPa)	0.13	0.14	0.17	0.19
σ_{adm}(MPa)	0.16	0.16	0.208	0.208
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.4.4. Ferrailage des panneaux du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91**, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

VI.4.4.1. Calcul des sollicitations

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

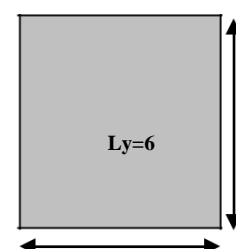
$0 < \alpha < 0.4$ □ la dalle porte sur un seul sens.

$0.4 \leq \alpha \leq 1$ □ la dalle porte sur deux sens.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur d'unité et ont pour valeurs :

dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$

dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$



Les valeurs des μ_x, μ_y ont fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

$L_x = 3.5m$

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

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 : ($M_{tx} = 0.3M_x, M_{ty} = 0.3M_y$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter L'inégalité suivante

a) Evaluation des charges et surcharges :

$$\bullet \text{ELU} : q_u = \frac{Nu}{S_{rad}} = \frac{153397.53}{707.115} = 216.93 \text{KN/m}^2$$

$$\bullet \text{ELS} : q_s = \frac{Nu}{S_{rad}} = \frac{112264.46}{707.115} = 158.76 \text{KN/m}^2$$

b) Calcul du ferrailage longitudinal

Le ferrailage est déterminé par le calcul de la section rectangulaire en flexion simple pour le panneau le plus sollicité.

c) Evaluation des moments

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.58 \text{ Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \text{ Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \text{ Dans le sens de la grande portée}$$

Les valeurs de μ_x, μ_y sont données par le BAEL.

Tableau VI.4. Moment longitudinal et transversal.

		$L_x(m)$	$L_y(m)$			$q(KN)$	$M_{0x}(KN.m/ml)$	$M_{0y}(KN.m/ml)$
ELU	□□ 0	3.5	6	0.083	0.343	216.93	220.56	75.65
ELS	□□ 0.2	3.5	6	0.088	0.453	158.76	171.14	77.52

VI.4.4.2. Calcul du ferrailage

a) Pourcentage minimal

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

b) Espacement maximal

Fissuration préjudiciable

$$S_{tx} \text{ et } S_{ty} \leq \min(2 \times h_r, 25\text{cm}) = 15\text{cm} \dots \dots \text{BAEL91}$$

Tableau VI.5: Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELU.

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_u(KN.m)	165.42	110.28	56.73	37.82
A_s' (cm²/ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
A_s (cm²/ml)	5.32	3.54	1.82	1.21
A_s min (cm²/ml)	10.32	10.32	10.32	10.32
choix des barres/ml	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16
A_s adopté	12.06	12.06	12.06	12.06
Espacement (cm)	15	15	15	15

Calcul des armatures à L'ELS :

Tableau VI.6 : Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELS.

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_{Ser}(KN.m)	128.35	85.57	58.14	38.76
A_s' (cm²/ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
A_s (cm²/ml)	4.12	2.74	1.86	1.24
A_{s min} (cm²/ml)	10.32	10.32	10.32	10.32
choix des barres/ml	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16
A_s adopté	12.06	12.06	12.06	12.06
Espacement (cm)	15	15	15	15

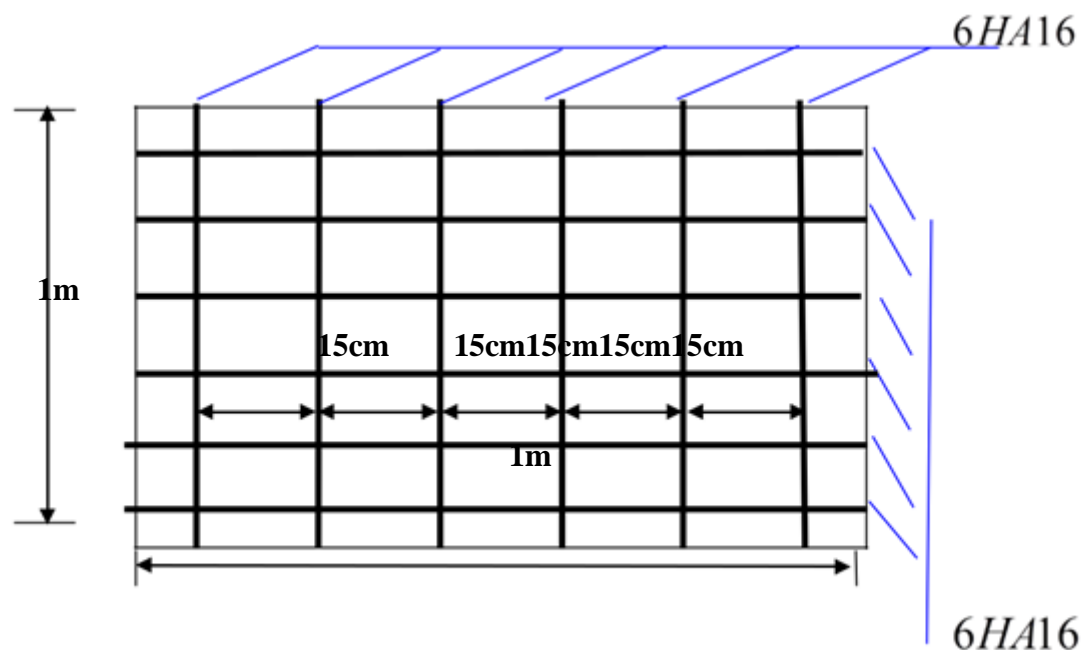
VI.4.4.3. Vérification de la continuité des moment

Tableau VI.7. Vérification de la continuité des moments

		ELU			
		Moment (KN.m)	$Mt+(Me+Mw)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens X-X	M0	220.56	275.7	275.7	vérifiée
	Me	110.28			
	Mw	110.28			
	Mt	165.42			
Sen Y-Y	M0	75.65	94.55	94.55	vérifiée
	Me	37.82			
	Mw	37.82			
	Mt	56.73			
		ELS			
		Moment (KN.m)	$Mt+(Me+Mw)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens X-X	M ₀	171.14	213.92	213.92	vérifiée
	Me	85.57			
	Mw	85.57			
	Mt	128.35			
Sens Y-Y	M ₀	77.52	96.9	96.9	Vérifiée
	Me	38.76			
	Mw	38.76			
	Mt	58.14			

Schéma de ferrailage du radier

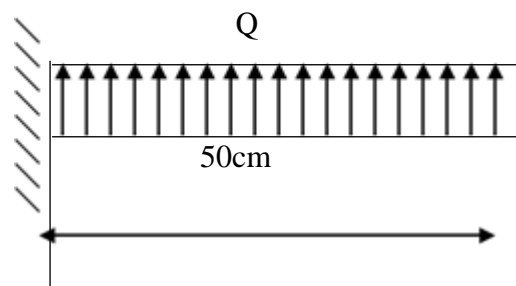
Nappe supérieure et inférieure (en travée)



VI.4.5. Ferrailage du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L= 0.5$ m, le calcul de Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre. $h=0.95$ m, $b=100$ cm, $d=0,9h=0.855$ m Le ferrailage sera fait en flexion simple et en Fissuration préjudiciable

• L'ELU : $M_{max} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{216.93 \times 0.5^2}{2} = 27.11 \text{KN.M}$



$M_u \text{ KN.m}$	$d \text{ m}$	b_u	$Z_b \text{ (m)}$	$A_u \text{ cm}^2$
27.11	0.855	0.0026	0.853	0.91

• L'ELS : (fissuration préjudiciable)

$$M_{max} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{158.76 \times 0.5^2}{2} = 19.84 \text{KN.M}$$

VI.5. Etude de voile périphérique

VI.5.1. Introduction

Comme notre ouvrage est situé en zone Iia et conformément à l'article 10.1.2 du RPA2003, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base. Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 9.86 m pour permettre la réalisation d'un sous-sol, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle a une valeur acceptable.

VI.5.2. Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2)

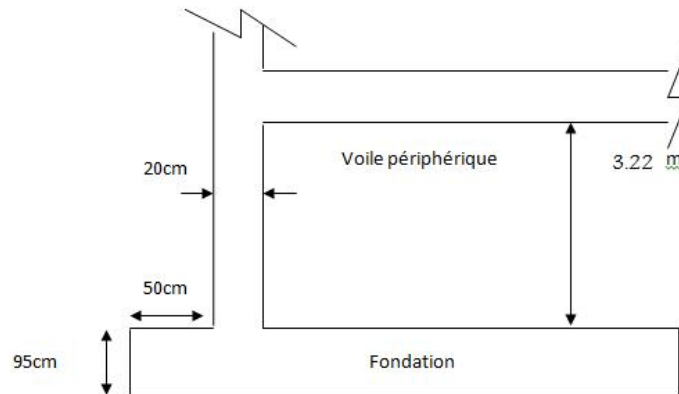
D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière important

VI.5.3. Dimensionnement

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Épaisseur de 20 cm
- Hauteur de 9.86m
- Longueur de 102.46 m



Le voile périphérique

VI.5.4. Détermination des sollicitations

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres. Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

a) Données

- Surcharges éventuelle : $q=5\text{KN} / \text{m}^2$.
 - Poids volumique : $=18\text{KN} / \text{m}^3$.
 - Angle de frottement interne : $=23^\circ$
 - Cohérence : $C=0$.
- b) Poussée due aux terres : $\sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot h \cdot H$ Avec coefficient de poussée des terres au repos $k_0 = \text{tg}^2 [(4/\pi) - (2/\varphi)] = 0.438$

$$H=0\text{m} \quad \sigma_h = 0\text{kn}/\text{m}^2 \quad H=6.57\text{m} \quad \sigma_h = 51.79\text{kn}/\text{m}^2$$

b) Poussée due aux surcharges

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q \leq 5\text{KN} / \text{m}^2$

$$q=k_0 \times q = 0.438 \times 5 = 2.19\text{kn}/\text{m}^2$$

Tableau VI.8. Moment longitudinal et transversal

	L_x(m)	L_y(m)	α	μ_x	μ_y	σ(KN/m²)	M_x(KN.m)	M_y(MN.m)
ELU	3.63	5.35	0.28	0.0706	0.479	22.59	21.01	10.06
ELS	3.63	5.35	0.28	0.0764	0.563	16.49	16.6	9.34

VI.5.6.3. Calcul des armatures

À l'ELU

Tableau VI.9. Ferrailage du voile à l'ELU

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u(KN.m)	10.5	15.75	5.03	7.54
A_s(cm²/ml)	0.31	0.46	0.14	0.22
A_{smin}(cm²/ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
A_s adopté (cm²)	5.65	5.65	3.93	3.93

À l'ELS

Tableau VI.10. Ferrailage du voile à l'ELS

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u(KN.m)	8.3	12.45	4.67	7.005
A_s(cm²/ml)	0.24	0.36	0.13	0.2
A_{smin}(cm²/ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
A_s adopté (cm²)	5.65	5.65	3.93	3.93

VI.5.7. Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU

VI.5.7.1. Calcul de l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_x = q_s \times \frac{lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow V_x = 30.59kn \\ V_y = q_u \times \frac{ly}{3} \leq V_x \Rightarrow V_y = 27.33kn \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ mpa} \\ 5 \text{ mpa} \end{array} \right. \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0.169 < \bar{\tau}_u$$

VI.5.7.2. Armatures transversales

Aucune armature transversale n'est requise car :

- la dalle est coulée sans reprise de bétonnage,
- la contrainte de cisaillement conventionnelle vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = 0.169 \text{ mpa} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.166$$

VI.5.8. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS

	position	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ _b (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _s (Mpa)
Sens XX	Appuis	8.3	5,65	2.2	15	95.5	201,6
	Travée	12.45	5,65	3.3	15	143.3	201,6
Sens YY	Appuis	4.67	3,93	1.5	15	76.1	201,6
	Travée	7.005	3,93	2.2	15	114	201,6

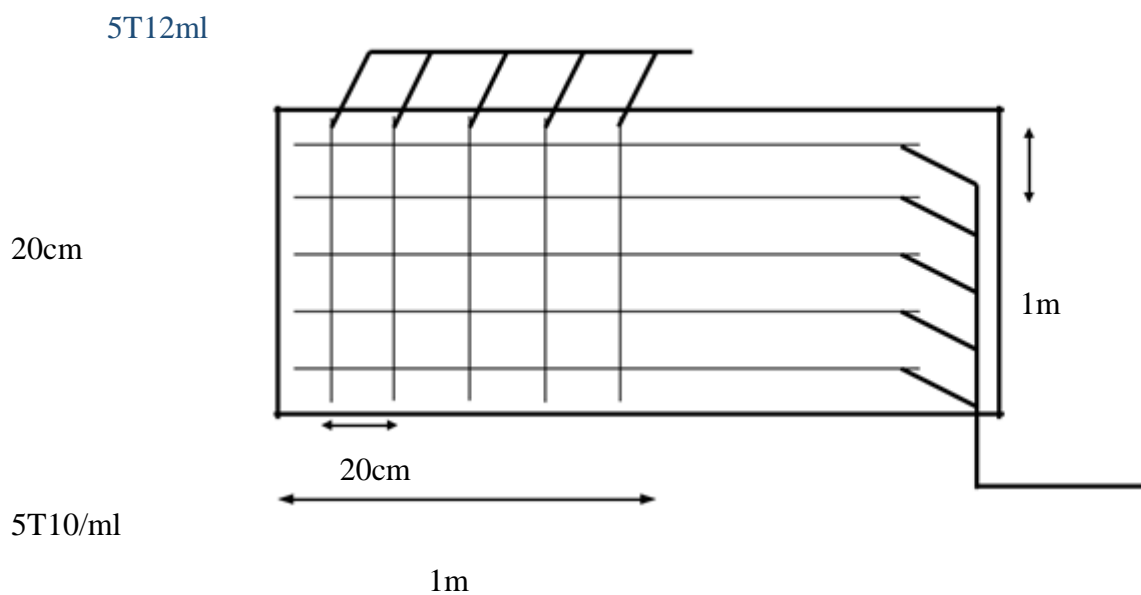


Figure VI.4. Ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis d'un cote d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

En plus le présent travail a comporté une analyse à l'aide d'une modélisation numérique de l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des structures de type bâtiment' elle a été réalisée en utilisant une modélisation tridimensionnelle par élément finis a l'aide de logiciel ETABS.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que :
Le travail de mémoire avec des modèles simples pour le sol et les matériaux de la structure. Dans l'avenir, il faut reprendre ce travail avec des modèles plus avancés pour le sol et la structure.

Pour la conception parasismique, il est important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réaliser sans surcout important.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

D.T.R. C 3-2 : Document technique réglementaire (Réglementation thermique des bâtiments d'habitation)

CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton

armé. **RPA99 Version 2003** : Règles parasismiques algériennes.

BAEL91 modifié 99 : Béton armé aux états limites. **BAEL 83** : Béton armé aux états limites. **Livre :**

Pratique du BAEL 91. Cours avec exercices corrigés. **Jean Perchat.** Jean Roux.

QUATRIÈME ÉDITION 2002. © Groupe Eyrolles, 2002. ISBN : 2-212-11049-9 **Conception et calcul des structures de bâtiment - Tome 2** . Henry Thonier. **Presse des ponts**, 1999. 296 pages

Conception et calcul des structures de bâtiment - Tome 6 .Formulaire. Henry Thonier.

Presse des ponts, 2001. 360 pages. ISBN : 2-85978-346-6.

Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structure **Amdre**

Filiatrault(1996) edit Ion de l'école Polytechnique de Montréal.

Alain Pecker **Dynamique des sols**, presse de l'école nationale des ponts et chaussés.

Logiciels :

ETABS: A product of: Computers and Structures, Inc

1995 University Ave.

Berkely, CA 94704

WORD 2007:

SOCOTEC: HOLDING SOCOTEC

RDM 6.

Calculette Béton armé (EXPERT BA).

RÉSUMÉ

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial multiple constitué de deux sous-sols, un rez de chaussée +9 étages, implanté dans la wilaya de Bouira.

Cette étude se compose de cinq parties :

La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment. Ensuite le predimensionnement de la structure et enfin la descente de charge.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les escaliers, dalles et l'acrotère).

L'étude dynamique de bâtiment a été entamée dans la troisième partie par ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations due aux chargements.

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

La dernière partie comprend l'étude du problème d'interaction sol structure.

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 modifiée99 et des règlements parasismique Algériens RPA99/2003.

