



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+7 A USAGE
D'HABITATION**

Présenté par :

-Mme BENDJERBOU Nour El Houda

Soutenu le 13/07/2021 devant le jury composé de :

Président: Mr AYAD Tayeb

Examineur: Mr REZIGA Ahmed

Invité d'honneur : Mr RAHIM Sidali

Encadrant : Mr ZELMAT Yassine

Année Universitaire : 2020 / 2021

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation, constitué d'un rez-de-chaussée + 7 étages ayant une forme régulière en plan.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA 93), cette étude se compose de quatre parties :

- ❖ La première concerne la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment ; ensuite le prédimensionnement de la structure et enfin une évaluation des charges
- ❖ La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers, les planchers et les dalles pleines)
- ❖ La troisième partie traite l'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique).
- ❖ La dernière partie concerne le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) et les fondations.

Mots clés : Bâtiment, Béton Armé, ROBOT 9.6.0, RPA99, CBA93

Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose building consisting of a basement and ground floor + 7 floors having a regular shape in plan.

Using the new rules for calculating and verifying reinforced concrete (RPA99V2003 and C.B.A 93), this study consists of four parts:

- ❖ The first concerns the general description of the project with a presentation of the elements of the building; then the pre-dimensioning of the structure and finally an evaluation of the loads

- ❖ The second part concerns the study of secondary elements (acroteria, stairs, floors and solid slabs)

This project presents a detailed study of a multipurpose building consisting of a ground floor + 7 floors having a regular shape in plan.

Using the new rules for calculating and verifying reinforced concrete (RPA99V2003 and C.B.A 93), this study consists of four parts:

- ❖ The first concerns the general description of the project with a presentation of the elements of the building; then the pre-dimensioning of the structure and finally an evaluation of the loads

- ❖ The second part concerns the study of secondary elements (acroteria, stairs, floors and solid slabs)

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى يتكون من طابق أرضي+7 طوابق ذات شكل منتظم في المخطط. باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة RPA99V2003 (و) C.B.A93، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

- ❖ يتعلق الأول بالوصف العام للمشروع مع عرض لعناصر المبنى؛ ثم البعد المسبق للهيكل وأخيرا تقييم الأحمال
- ❖ الجزء الثاني يتعلق بدراسة العناصر الثانوية) السلاالم والأرضيات والألواح الصلبة)
- ❖ يتناول الجزء الثالث الدراسة الديناميكية للهيكل الذي قام به برنامج الحساب ROBOT من أجل تحديد الأحمال المختلفة الناتجة عن الأحمال) الحمل الدائم وحمل التشغيل والحمل الزلزالي.)
- ❖ الجزء الأخير يتعلق بحساب تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل) الأعمدة، الحزم، الجدران (والأساسات. الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة المسلحة.

Mots clés

Voiles, poutre, poteaux, béton armé, armatures, ferrailage, bâtiment, étude

Remercîments

Je remercie ALLAH le tout puissant de m' avoir accordé la santé et la volonté de réaliser ce modeste projet.

Je remercie également ma famille pour les sacrifices fournis afin que je puisse terminer mes études.

Je tenais dans un premier temps à adresser mes vifs remercîments accompagnés par des sentiments les plus dévoués à mon encadreur Mr. ZELMAT Yacine pour son soutien, sa disponibilité, et ses précieux conseils tout au long de ce travail.

Je suis reconnaissante envers le département de génie civil et l'ensemble des enseignants qui m'ont formé avec beaucoup de dévouement.

Mes remercîments s'adressent également aux membres de jury pour l'intérêt qu'ils porteront à mon travail, qui j'espère sera apprécié.

Enfin je tenais à remercier tous ceux qui ont partagé de près et de loin à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Avec une énorme joie, je dédie ce modeste travail à ce que j'aime et ceux qui m'aiment et qui sont très chers à mon cœur.

A la plus belle bougie de ma vie qui éclairé ma vie depuis ma naissance à ce jour, avec sa lumière douce j'ai pu parcourir ce chemin sous ses conseils et ses orientations, à ma mère.

A mon très cher père qui n'a jamais cessé de veiller à mon instruction et mon éducation et de m'encourager au cours du long chemin de mes études.

A mes très chers sœurs Dalila, Amina et Ilham qui veillent à mon bonheur et leurs époux Sidahmed, Saddak et Dahou.

Mon cher frère Mohamed et mon neveu Abderrahmane je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité.

A mon mari Rafik et toute la famille GHIATOU.

A tous mes oncles et toutes mes tantes et leurs enfants.

A mon encadreur ZELMAT Yacine

Je n'oublie pas une spéciale dédicace à RAHIM Sidali pour son inestimable aide et soutien, je lui souhaite du bonheur et du succès pour la réussite de son parcours.

A tous ce qui m'ont aidé dans l'élaboration de ce travail.

Introduction générale :

La Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donnée.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon la carte de zonage sismique dans le RPA99 version 2003 et sera classé suivant son utilisation comme étant du groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne). Comportant un RDC, et sept étages, dont le système de contreventement est assuré par des voiles.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes :

- Quelle est la meilleure disposition des voiles pour avoir un bon comportement ?
- Quelles sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?
- Quel est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en huit chapitres, dont les quatre premiers chapitres consistent à la présentation du projet et l'hypothèse de calcul, en plus le pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires, dans le chapitre cinq nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique en optimisant la disposition des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ROBOT. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre six et sept. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du huitième chapitre, et ensuite une conclusion générale.

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (R+7) en béton armé, à usage d'habitation, contreventé par voiles et portiques. Cet ouvrage sera implanté dans une région classée selon le Règlement Parasismique Algérien comme zone de sismicité moyenne (zone IIa) site S1 à wilaya de Médéa.

I.2.Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un rez-de-chaussée, 07 étages à hauteurs identiques et une terrasse inaccessible. La circulation en élévation est assurée par un escalier, les dimensions de la structure est comme suit :

- | | |
|---|--|
| • La hauteur de chaque niveau d'habitation | $h = 3,06\text{m}$ |
| • La hauteur de niveau de RDC | $h_{\text{RDC}} = 4,08\text{m}$ |
| • La hauteur totale du bâtiment sans acrotère | $h_t = 25,5\text{m}$ |
| • La hauteur totale avec l'acrotère | $h_{t+\text{acrotère}} = 31,5\text{m}$ |
| • La longueur totale du bâtiment | $L = 30,10\text{m}$ |
| • La largeur totale du bâtiment | $B = 15,15\text{m}$ |
| • La hauteur d'acrotère | $H_{\text{acrotère}} = 60\text{cm}$ |

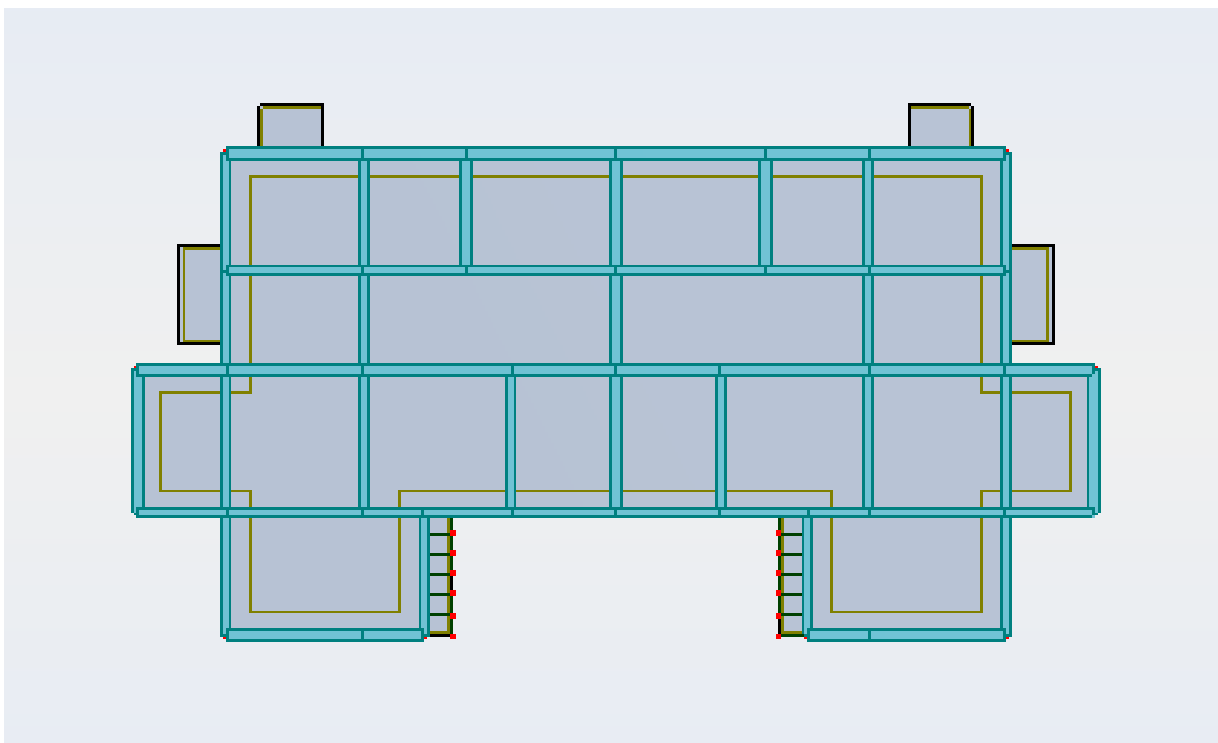


Figure 1:Vue en plan de bâtiment

I.3. Description technique du bâtiment :

I.3.1. Structure principale :

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

I.3.2. Structure secondaire :

Les planchers dans notre structure sont de type :

- Dalle à tous les étages au niveau d'escalier.
- Planchers à corps creux dans les autres niveaux.

I.3.3. Maçonneries :

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à double parois :

- Briques creuses extérieurs d'épaisseur 15cm
- L'âme d'air d'épaisseur de 5cm (elle joue le rôle d'un isolant)
- Briques creuses intérieur d'épaisseur 10cm.

Les murs intérieurs sont en simple parois réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur, elles seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.

I.3.4. Revêtements :

- Le revêtement des murs est réalisé par mortier de ciment
- Le revêtement des plafonds est réalisé par le gypse
- Le revêtement du sol et escalier est réalisé par du carrelage

Le plancher terrasse sera couvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.3.5. Isolation :

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

I.3.6. Fondations :

Le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus les charges verticales pour limiter les tassements différentiels. On doit donc, fonder le bâtiment par une semelle unique constituant un radier général de répartition des charges.

I.3.7.Type de coffrage :

Les éléments structuraux sont réalisés par un coffrage métallique ou un coffrage en bois.

I.4.Données de base :

I.4.1.Règlements utilisés :

1. Règlement Parasismique Algérien (RPA99 V2003)
2. Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC99.2.2)
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)
4. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91, révisées 99)
5. Caractères des matériaux (NF EN 197-1/2000 et NF EN 196-1).

I.5.Caractéristiques des matériaux :

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèse des études qui tiennent compte en particulier des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier).

Les caractéristiques des matériaux concernent :

- Les résistances caractéristiques à la compression et à la traction
- Les déformations (allongement et raccourcissement)
- Les diagrammes déformations-contraintes.

I.5.1. Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue grasse au durcissement d'un mélange de ciment, d'eau et des granulats gros ou fins (sable et pierre concassée ou gravier) et d'adjuvants.

Composition d'un mètre cube de béton :

- 400 kg de sable.
- 800 kg de gravier.
- 350 kg de ciment.
- 175 L d'eau.

I.5.1.1 Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique, utilisé dans la préparation du béton, et aujourd'hui le plus souvent employé dans la confection des dallages, des parpaings, des enduits et des mortiers.

I.5.1.2. Granulats :

Qu'on appelle aussi agrégat, est un fragment de roche, d'une taille inférieure à 125mm, destiné à entrer dans la composition des matériaux destinés à la fabrication d'ouvrages de travaux publics.



Figure 2: Granulats

Dans ce projet, j'utilise :

Matériaux	Poids volumique ρ (KN/M ³)	Utilisation
Sable	17÷19	Composant
Gravier	17	Composant
Acier	78.5	Structure
Béton non armé	22	Structure
Béton armé	25	Structure
Ciment	20	Composant
Plâtre	10	Composant
Verre	25	Enveloppe
Briques creuses :		Enveloppe
- ep= 10cm	9	
- ep= 15cm	13	
Etanchéité multicouche en feutre bitumé	6	Composant
Gravillon roulé	20	L'étanchéité
Polystyrène	0.4	Isolation
Carrelage ou dallage collés	20	Revêtement
Mortier de ciment	20	Revêtement

Tableau 1: matériaux de construction

I.5.1.3. L'eau de gâchage :

L'eau de gâchage est un élément indispensable lors de la conception du béton.

Elle permet d'hydrater le ciment, ce qui libère ses capacités de liant, et rend également plus facile l'application du béton. L'eau utilisée doit être propre.

I.5.1.4. Les adjuvants :

Sont des produits chimiques ajoutés lors du malaxage du béton et faiblement dosés lors de la préparation (moins de 5% de la masse du béton). Ces produits offrent la possibilité d'améliorer certaines caractéristiques du béton telle que son temps de prise ou son étanchéité.

Nature	Effet
Prise et durcissement	<ul style="list-style-type: none">• Accélération de la prise• Accélération du durcissement• Retardateur de prise
Ouvrabilité du béton	<ul style="list-style-type: none">• Plastifiant• Plastifiant réducteur d'eau• Super plastifiant
Modification de certaines propriétés	<ul style="list-style-type: none">• Entraîneur d'air• Hydrofuge• Les pigments
Les produits de cure	Produits appliqués à la surface du béton frais, ils ont pour rôle de protéger le béton contre d'éventuels risques de dessiccation

Tableau 2: les différents adjuvants

I.5.2. Les caractéristiques physiques :

I.5.2.1. La masse volumique :

C'est une mesure de du poids du béton par unité de volume. Elle est comprise entre 2.2 et 2.5 t/m³.

I.5.2.2. Coefficient de dilatation :

Une variation de température au sein d'un matériau de construction peut entraîner un dépassement des contraintes admissibles.

$$\frac{\Delta l}{l} = \alpha \cdot \Delta T$$

Avec :

α : coefficient de dilatation

ΔT : variation de température

$\frac{\Delta l}{l}$: Déformation de dilatation

I.5.2.3. Retrait :

Le retrait du béton est une déformation volumique de celui-ci sous l'action de phénomènes physico-chimiques liés à l'hydratation de la pâte de ciment et au séchage

I.5.2.4. Fluage :

Le fluage du béton est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

I.5.3. Les caractéristiques mécaniques :

I.5.3.1. La résistance à la compression :

La résistance à la compression est la caractéristique la plus importante recherchée pour le béton durci. C'est sur elle que se basent le calcul et le dimensionnement d'une structure en béton.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} ; f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \cdot f_{c28} ; f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25 MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I.5.3.2. La résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} et exprimée en MPa est définie conventionnellement par la relation :

$$F_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Quelques valeurs :

$F_{c28}[\text{MPa}]$	20	25	30	40	60	80
$F_{t28}[\text{MPa}]$	1.8	2.1	2.4	3	4.2	5.1

Tableau 3: Quelques valeurs de f_{c28} et f_{t28}

I.5.3.3. Déformation longitudinale instantanée et différée du béton :

Pour des sollicitations normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet qu'à l'âge j jours du béton, le module de déformation longitudinale instantanée prend la valeur :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{MPa})$$

Pour des sollicitations normales d'une durée d'application supérieure à 24h, ce module de déformation longitudinale est qualifié de module différé et prend la valeur :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{MPa})$$

Les déformations différées du béton comprennent, outre celles issues du poids propre et des actions permanentes, le retrait et le fluage.

I.5.3.4. Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson (aussi appelé coefficient principal de Poisson) permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué.

$$\nu = \frac{\text{Déformation Transversale}}{\text{Déformation Longitudinale}}$$

$\nu=0$ béton fissuré à l'ELU

$\nu=0.2$ béton non fissuré à l'ELS

I.6. L'acier :

L'acier est un matériau polyvalent qui intervient à différentes étapes d'une construction. Solide, durable, 100% recyclable, il simplifie grandement la mise en œuvre et permet de répondre aux exigences thermiques, phoniques, parasismiques les plus strictes.

Dans notre projet, on utilise les aciers indiqués sur le tableau I.4 :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Diamètres nominaux	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE22	215	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers des poutres et des poteaux)
	FeE24	235		
Haute adhérence (HA)	FeE40	400	6-8-10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses)	TLE 520 $\omega \leq 6$	520	$\omega \leq 6$	Emplois courants pour : Radiers, voiles, planchers et dallage

Tableau 4: Les différents types d'acier

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de deux types :

- Les ronds lisses de nuance FeE215 pour les armatures transversales.
- Les barres haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.

Diagramme déformation-contrainte réel de l'acier :

Lorsqu'on applique un effort de traction F sur une éprouvette de section S d'acier naturel et de longueur L , l'éprouvette qui est soumise à la contrainte $\sigma_s = \frac{F}{S}$ s'allonge et sa longueur initiale, L devient : $L + \Delta L$

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

ε_s : Allongement relatif en %

$\sigma_s = f(\varepsilon_s)$ à partir des résultats expérimentaux en trace la courbe

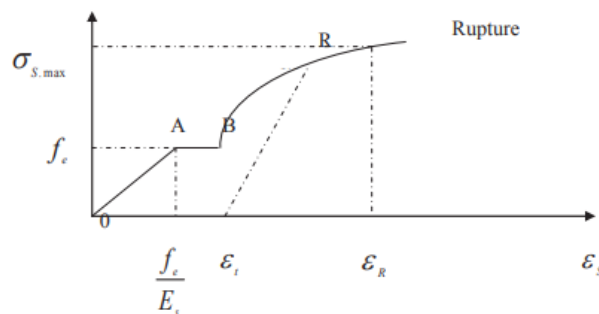


Figure 3: Diagramme déformation-contrainte réel de l'acier

Commentaire :

- La droite OA : la loi de HOOK est applicable ; $\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$
- Au point A : $\sigma_s = f_e$ qui s'appelle la limite élastique
- Entre A et B la charge est constante $F = f_e \times S$
- Si l'on augmente σ_s la courbe représentative s'incurve en un point M de cette courbe. Si F supprimé on a toujours dans le domaine élastique.

- Si l'on continue à augmenter σ_s au-delà de M, on arrive au point R qui représente la contrainte maximale à $\sigma_{s \max}$ laquelle l'acier est susceptible de résister, au-delà de R l'éprouvette continue à s'allonger même sous des charges décroissantes et la rupture se produit rapidement.

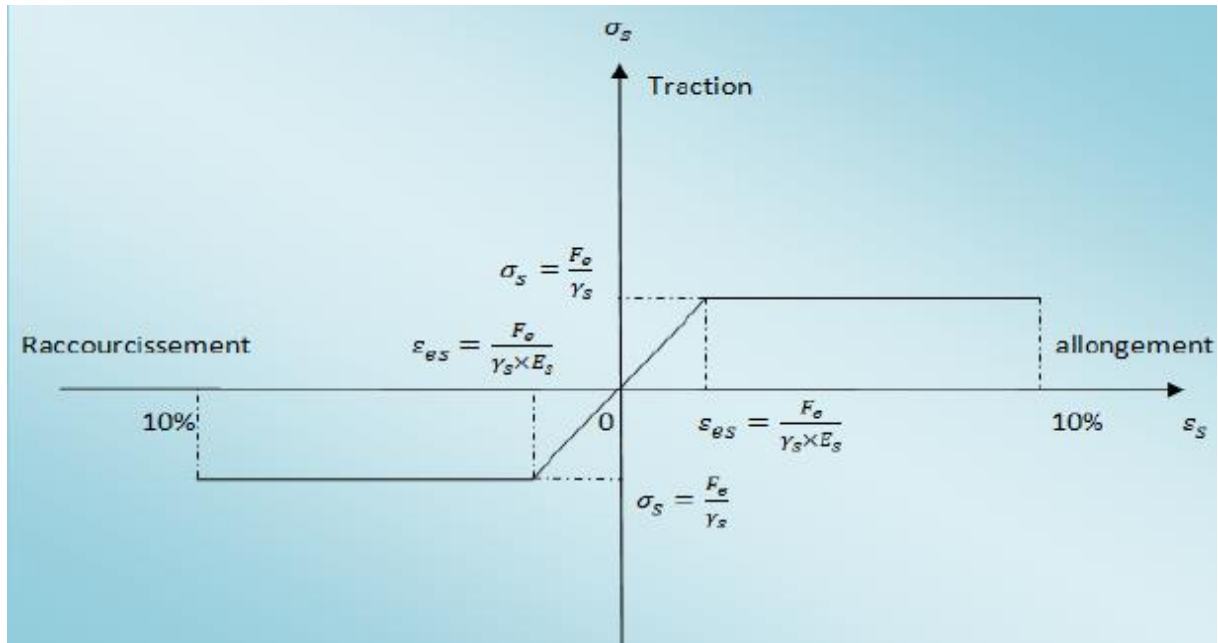


Figure 4: Diagramme contrainte-déformation

1.6.1. Contrainte limite de l'acier :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante et de la cette limite. On a les diagrammes contraintes-déformations.

Avec :

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité de l'acier} = \begin{cases} 1.15 \text{ situation normale} \\ 1.0 \text{ Situation accidentelle} \end{cases}$$

$E_s = 2 \times 10^5$ MPa (module de Young)

1.6.2. Contrainte admissible de l'acier :

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{BAEL91/A.4.3.2}]$$

En état ultime de résistance :

γ_s : coefficient de sécurité

$$\text{D'où on aura} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation normale} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

En état limite de service :

- fissuration préjudiciable : [BAEL91/1.4.5,33]

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$$

- Fissuration très préjudiciable : [BAEL91/1.4.5,33]

$$\bar{\sigma}_s = \min (0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$$

Avec : f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton

η : coefficient de fissuration

$$\eta = 1 \rightarrow \text{RL}$$

$$\eta = 1.6 \rightarrow \text{HA}$$

D'où on aura pour une barre à HA :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{\sigma}_s = 186 \text{MPa} & \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_s = 152 \text{MPa} & \longrightarrow \text{fissuration très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

1.7. Hypothèse de calcul :

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

a) ELU :

- Conservation des sections planes avant et après déformation
- La résistance de béton à la traction est négligeable
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier
- Raccourcissement ultime de béton

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰ en compression centrée.}$$

- Allongement ultime de l'acier est limité à : $10 \cdot 10^{-3}$, 10‰
- Les diagrammes déformation passent par des pivots A ;B et C.
- Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35 G + 1,5 Q$.

b) ELS :

- Conservation des actions planes
- Le béton a une résistance à la traction supposée nulle

- Pas de glissement relatif béton acier
- Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (Loi de HOOK)
- Le rapport n des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et du béton est pris égal à :
- $n = 15$
- Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

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

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation ;

E : effort de séisme.

II.1. Introduction :

Une fois la conception est faite, c'est-à-dire la disposition des éléments porteurs verticaux et horizontaux étant choisie, il faut fixer des dimensions.

Chaque élément qu'il s'agisse d'un élément «barre » (poutre, poteau) ou d'un assemblage (liaison entre différents éléments de la structure) doit être dimensionnées, vis-à-vis des conditions de résistance et de déformation. Pour cela les pré-dimensionnements des éléments d'une ossature sont établis à partir des rations courantes.

Le but de pré-dimensionnement est de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure.

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 BAEL91/99, CBA93, RPA99 Version 2003 et le DTR.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

II.2.1. Les dalles pleines :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de 1,50m.

Le balcon se calcule comme une console soumise à:

- ❖ Son poids propre
- ❖ La surcharge d'exploitation.

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

Epaisseur du balcon :

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

- on adopte : $e = 15 \text{ cm}$

Dalle pleine pour cage d'escalier :

Tableau 5: Charges appliquées sur la dalle pleine de la cage d'escalier

N°	Désignation	P (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Protection gravillon	18	0,05	0,9	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,1	2,20	
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
5	Dalle pleine	25	0,15	3,75	
6	Enduit en ciment	20	0,02	0,4	
	Charge permanent G (escalier)			7,53	(KN/m²)
	Charge d'exploitation Q (escalier)			2,50	(KN/m²)

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle en BA	0,15	25	3,75
Cloison	0,10	8,5	0,85
Charge permanente G			5,98
Charge d'exploitation Q			3,50

Tableau 6: Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon

II.2.2. Pré-dimensionnement des planchers en corps creux :

Les planchers d'étages courant sont de type corps creux, pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Réduire le poids du plancher.
- ❖ Raison économique.

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives

$$\text{On a: } L = 470 \text{ cm} \Rightarrow \frac{740}{25} \leq h_t \leq \frac{470}{20} \Rightarrow 18,8\text{cm} \leq h_t \leq 23,5\text{cm}$$

Tenant compte de ce qui précède, nous avons finalement retenu une épaisseur de dalle pleine égale à : $h_t = 20\text{cm}$

- $h_0 = 4 \text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.

- $h_t = 16 \text{ cm}$ Épaisseur du corps creux

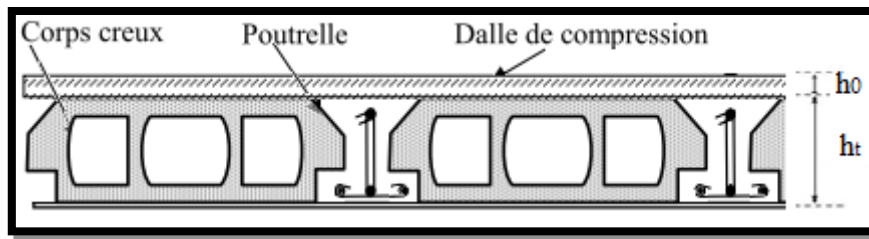


Figure 5: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

II.2.3. Pré-dimensionnement des poutrelles :

La section transversale de la poutrelle assimilée à une section en « T » voir la figure II.2

$$0.4d \leq b_0 \leq 0.8d$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \cdot 20$$

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

$$0.4 \cdot 18 \leq b_0 \leq 0.8 \cdot 18 \Rightarrow 7.2 \leq b_0 \leq 14.4$$

Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 \geq \text{Min} \left(\frac{l_1}{10} ; \frac{l_2}{2} \right).$$

Avec : l_1 : Longueur de la petite portée ($l_1 = 3.00 \text{ m}$).

l_2 : Distance entre deux nervures voisines.

$$l_2 = b - b_0 = 60 - 10 = 50 \text{ cm}.$$

$$b_1 \geq \text{min} \left(\frac{300}{10} ; \frac{50}{2} \right)$$

$$b_1 \geq \text{Min} (30 ; 25)$$

En prend $b_1 = 25 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 25 + 10 = 60 \text{ cm}$$

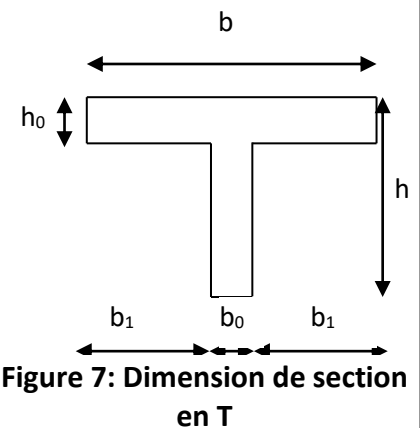


Figure 7: Dimension de section en T

II.3. Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers desservant les différents niveaux des bâtiments sont constitués d'une paillasse et un palier de repos, un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment à usage d'habitation comporte le même type d'escalier, il a une forme droite, composé de deux volées et un palier de repos.

Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Hauteur : $H_f = 3,06\text{m}$

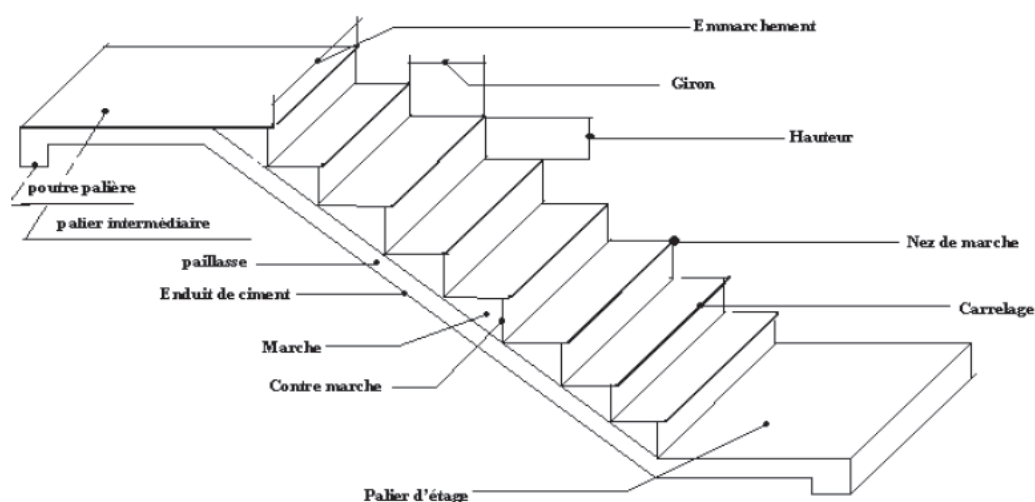


Figure 8: éléments d'escalier

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

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \rightarrow 14,5\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

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

$H = H_f / 2 = 306 / 2 = 153\text{cm}$ (pour deux volées)

$N_c = H_f / h = 306 / 17 = 18\text{cm}$

On aura 18 contres marches entre chaque deux étage.

On a deux volées, donc 9 contres marches par volée

$$N = N_c - 1 = 8 \text{ marches}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = 153 / 240 \rightarrow \alpha = 32,00^\circ$$

$$\text{La longueur du volée : } L = 1,53 / \sin \alpha = 2,83$$

Escalier de rez-de-chaussée :

$$\text{Hauteur} = 4,08$$

Le nombre des contres marches est donné par :

$$N_c = (H/h) = (4,08/0,17) = 24$$

Donc on a 12 marches par volée (2volées)

$$\text{La longueur de la paillasse est : } L = 2 / \sin \alpha = 3,4\text{m}$$

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \text{ et } 9 \text{ cm} < e < 13,5 \text{ cm} . \Rightarrow 12,83 < e < 19,25$$

ON prend : \Rightarrow e = 15 cm pour tout les volées

II.4. Pré-dimensionnement des cloisons intérieures :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec

30 % d'ouverture.

1-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$)	0,36KN/m ²
2-Parois en brique creuse (e=15cm)	1,30KN/m ²
3-Lame d'air (e=5cm)	0,00KN/m ²
4-Parois en briques creuses (e=10cm)	0,90KN/m ²
5-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$)	0,36KN/m ²

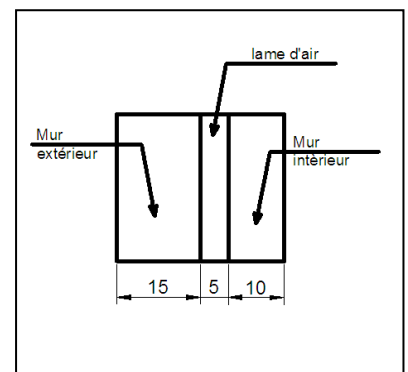


Figure 9: Coupe de mur extérieur

$$G = 2,92\text{KN/m}^2$$

II.5. Pré-dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

$$S = (0,02 \times 0,2) / (2) + (0,08 \times 0,2) + (0,1 \times 0,5) = 0,068 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = (0,068 \times 2500) = 170 \text{ Kg/ml}$$

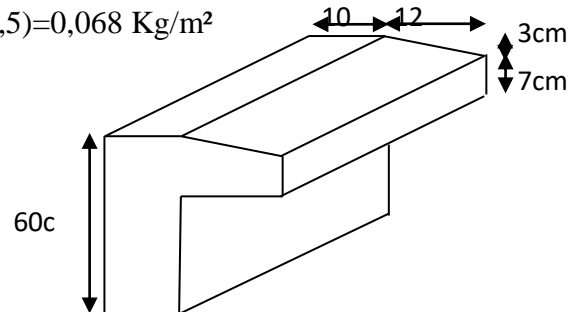


Figure 11: Dessin de l'acrotère

II.6. Descente des charges:

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

II.6.1. Plancher terrasse inaccessible :

- La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

N°	Désignation	P (KN/m ³)	E (m)	G (KN/m ²)	
1	Protection gravillon	17	0,05	0,85	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
4	Forme de pont	22	0,1	2,20	
5	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	3,08	
6	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20	
Charge permanent G				6,61	(KN/m ²)
Charge d'exploitation Q				1,00	(KN/m ²)

Tableau 7: Charges du plancher terrasse

II.6.2. Plancher étage courant :

N°	Désignation	P (KN/m ³)	E (m)	G (KN/m ²)	
1	Carrelage	22	0,02	0,44	
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40	
3	Dalle en corps creux (16+5)	/	/	3,08	
4	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20	
5	Cloisons intérieures	/	/	0,85	
Charge permanent G				5,74	(KN/m ²)
Charge d'exploitation Q				1,50	(KN/m ²)

Tableau 8: charges d'étage courant

II.6.3. Escalier :

➤ Palier :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	3,75
Revêtement en marbre	21	0,02	0,42
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0,4
Charge permanent G			4,97
Charge d'exploitation Q			2,50

Tableau 9: charges du palier

➤ Paillasse :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	21	0,02	0,42
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical $ep \times 20 \times h/g$	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse $ep \times 25 / \cos \alpha$	25	/	4.10
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre $ep \times 10 / \cos \alpha$	10	0,01	0,11
Charge permanent G			7.25
Charge d'exploitation Q			2,50

Tableau 10: charges du paillasse

II.7. Pré-dimensionnement des poutres :

II.7.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure (poutres, poteaux, voiles et autres) passe impérativement par un dimensionnement préliminaire (pré-dimensionnement). Il serait fait selon les règles techniques algériennes CBA93 et RPA99 (version 2003), tout en respectant l'économie et la sécurité.

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes :

- condition de flèche
- condition du RPA 99 (version 2003)

II.7.2. Pré-dimensionnement des poutres principales :

1. condition de flèche :

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [\text{Formulaire du CB1 P257}]$$

Au de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles données par l'article 5.7.1 du RPA99 (version 2003).

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$

Avec :

L : la plus grande portée de la poutre ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

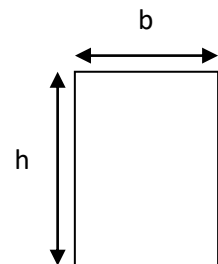


Figure 12: Section d'une poutre

Pour $L = 470\text{cm} \longrightarrow 31,33 \leq h \leq 47 \longrightarrow h = 45\text{cm}$

2. Condition du RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 45 \geq 30\text{cm} \\ b = 30 \geq 20\text{cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{C.Vérifiée}$$

$$\left(\frac{h}{b} \right) = 1,5 \leq 4 \qquad \left(\frac{45}{30} \right) = 1,5 \leq 4$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est (30X45) cm²

II.7.3. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

Pour la travée de longueur $L=370\text{cm}$

On adopte des chainages de : (30X30) cm²

Type de poutres	L (cm)	L/15	L/10	h (cm)	b (cm)	h/b	Section adoptée
Poutre principales (PP)	470	31,33	47	45	30	1.5	30 * 45
Poutre secondaire (PS)	370	24,66	37	30	30	1	30 * 30

II.8. Pré-dimensionnement des poteaux :

Ils sont dimensionnés par :

- La condition de non flambement
- Les conditions du RPA99
- La descente des charges.

On prend une section de (30×30) cm²

Condition de non flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{I/A}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}} = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

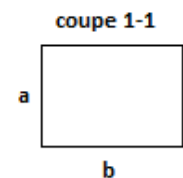
L_f : longueur de flambement

$$L_f = 0,7 L_0$$

λ : élancement

L_0 : longueur libre du poteau

$$L_0 = 3,06m$$



Pour les charges appliquées après 18 jours la condition de flambement est donnée par :

$\lambda \leq 50$ donc :

$$\lambda \leq 50 \Leftrightarrow \frac{0,7 \cdot 3,06 \cdot \sqrt{12}}{h} \leq 50 \Leftrightarrow h \geq 14,84 < 30cm$$

Condition du RPA99 :

Pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a,b)} \geq 30 \\ \text{Min (a,b)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

Loi de dégression des charges DTR.B.C2.2 (art : 6.3)

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendante : c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

On adoptera pour le calcul :

- Sous la terrasse Q_0
- Sous le premier étage à partir du sommet Q_0+Q_1
- Sous le deuxième étage $Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)$
- Sous le troisième étage $Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour n étage ($n \geq 5$) $Q_0+\frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$

Q [daN/m ²]	Etages	G [daN/m ²]
100	7 ^{ème} étage	587
250	6 ^{ème} étage	1057
385	5 ^{ème} étage	1480
505	4 ^{ème} étage	1856
610	3 ^{ème} étage	2185
700	2 ^{ème} étage	2467
775	1 ^{er} étage	2702
921	RDC	2937
Fondation		

Tableau 11: tableau récapitulatif de la dégressions des charges

Les poteaux les plus sollicité de cet ouvrage supporte des charges réparties sur une surface afférente $S_{aff} = 17,86 \text{ m}^2$.

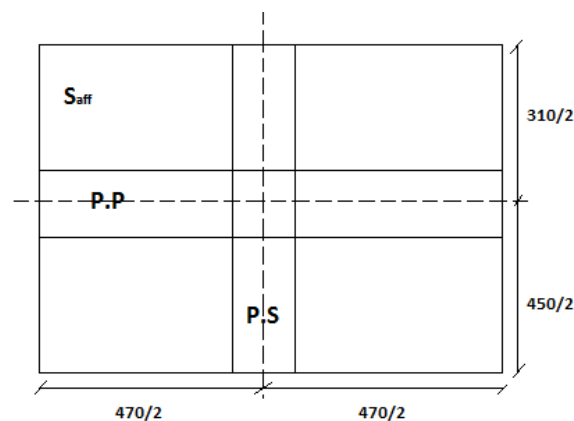


fig: Surface afférente de poteau le plus sollicité

Le dimensionnement est basé sur les critères suivants :

1) Critère de résistance :

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

- **B_r** : Section nette du béton ; $B_r = [(a - 0,02)]$.
- **θ** : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).
- **σ_{bc}** : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

- **A/B_r = 0,8 %** (Médéa : zone IIa)
- **β** : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

- $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$.
- $\beta = 0,85 + 2/1500$ si $50 < \lambda < 70$.

On se fixe un élançement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2(35/35)^2 \rightarrow \beta = 1.2$

- FeE400 $\rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\text{Donc } B_r \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot N_u$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0,6613690 \cdot N_u$$

N_u : la charge verticale à l'ELU, il se calcul en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Exemple de calcul (3^{ème} étage):

La surface afférente est:

$$S_{aff} = (4,7/2 + 4,7/2) \times (3,1/2 + 4,5/2) = 17,86 \text{ m}^2$$

Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_p = 2500 \times 0,30 \times 0,45 = 338 \text{ daN/ml}$$

$$P_s = 2500 \times 0,30 \times 0,30 = 225 \text{ daN/ml}$$

Longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{aff} = (4,7/2 + 4,7/2) = 4,70 \text{ m}$$

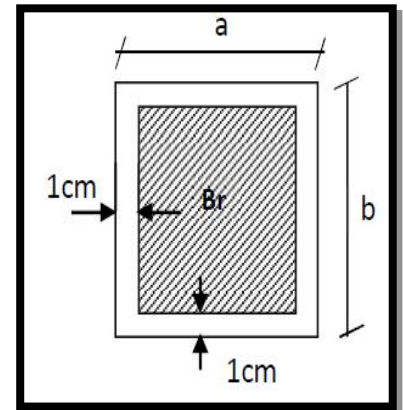


Figure 13: La section réduite du poteau

Longueur afférente des poutres secondaires :

$$L_{\text{aff}} = (3,1/2 + 4,5/2) = 3,80 \text{ m}$$

Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} = (338 \times 4,7) + (225 \times 3,8) \longrightarrow P_t = 2443,6 \text{ daN}$$

$$N_p = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{avec : } n = \text{nombre d'étages} = 5$$

$$N_p = 1,35 \times 2443,6 \times 3 \longrightarrow N_p = 16494,3 \text{ daN}$$

Poids propre du plancher :

$$G_{\text{cumulé}} = 2185 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 610 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = 69024,434 \text{ daN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 (N_{\text{plancher}} + N_p)$$

$$N_u = 98346,55 \text{ daN}$$

$$B_r \geq 0,0077 N_u \longrightarrow B_r = (a-2)^2 \geq 757,27 \longrightarrow a = 27,52 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow A \text{ adopté} = 40 \text{ cm}$$

La section de poteau au niveau de 3^{ème} étage est (40x40) cm²

- Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- ✓ $\text{Min}(a,b) = 40 \geq 30 \text{ cm}$ (zone III) C.V
- ✓ $\text{Min}(a,b) \geq (h_e/20) \longrightarrow 40 \geq 290/20 = 14,5$ C.V
- ✓ $(1/4) < (\frac{a}{b}) < 4 \longrightarrow (a/b = 1)$ C.V

Tableau des dimensionnements des poteaux :

niveau	n étage	N poutre	G	Q	N plancher	NU	BR	A	a adopte
7eme	1	3298,86	587	100	16832,157	23150,67	178,26	15,3514	35
6eme	2	6597,72	1057	250	32182,827	44597,63	343,402	20,5311	
5eme	3	9896,58	1480	385	45998,43	64279,26	494,95	24,2475	40
4eme	4	13195,4	1856	505	58278,966	82195,57	632,906	27,1576	
3eme	5	16494,3	2185	610	69024,435	98346,55	757,268	29,5185	45
2eme	6	19793,2	2467	700	78234,837	112732,2	868,038	31,4625	
1 ^{er}	7	23092	2702	775	85910,172	125352,5	965,214	33,0679	50
RDC	8	26390,9	2937	921	95487,597	140160,2	1079,23	34,8517	

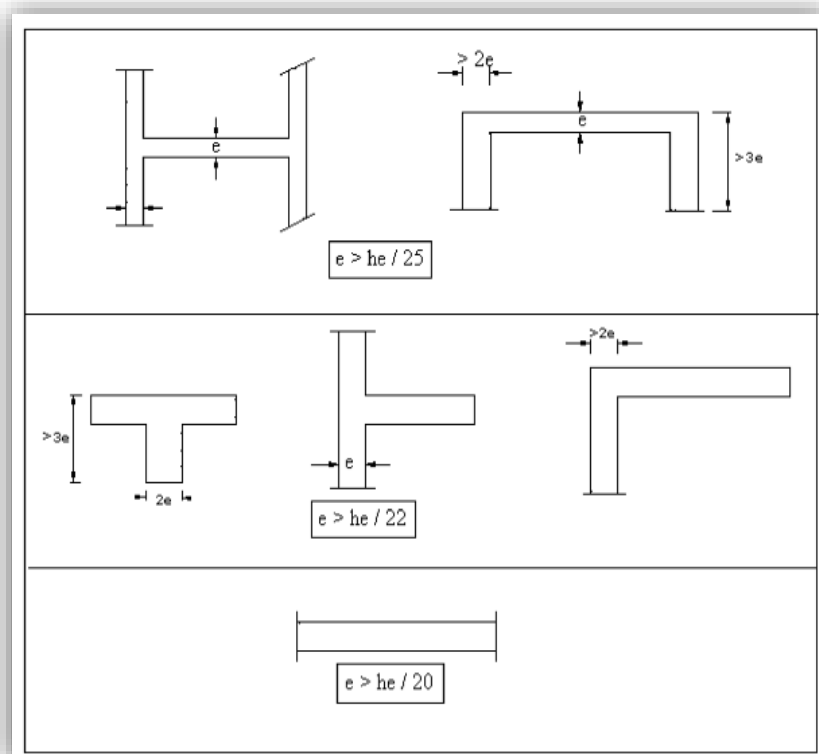
Tableau 12: tableau récapitulatif de vérification des conditions RPA 99/ Version 2003

II.1.8. Pré-dimensionnement des voiles

On peut considérer deux types de voiles (comme le montre l'image):

- ❖ Voile simple rectangulaire
- ❖ Voile composé de plusieurs voiles simples, en forme de T, U, L, H, assemblés de façon rigide à former un ensemble rigide.

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/V2003, seuls les éléments structuraux ayant un



rapport $L/e \geq 4$ sont considérés comme des voiles, avec une épaisseur minimale exigée par le même article de 15 cm.

- ❖ L : largeur du voile correspond la portée minimale
- ❖ e : épaisseur du voile
- ❖ h_e : hauteur libre de l'étage

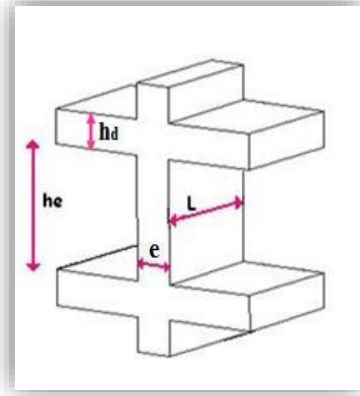


Figure 14: Coupe de voile en élévation

- Epaisseur du voile :

$$h_e = h - h_d = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

h_d : la hauteur de la poutre

$$e \geq \frac{h_0}{20} \rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$ pour tous les étages.

- Longueur minimale :

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{min} \geq 4e \rightarrow L_{min} \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

On prend $L_{min} = 60 \text{ cm}$

III.1. Introduction :

Les planchers c'est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction.

Il doit :

- Supporter son poids propre et les surcharge d'exploitation
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux
- Transmettre les charges et les surcharges
- Présenter une isolation thermique et phonique.

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des poutrelles et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression.

Pour mon projet, j'ai un seul type de plancher à corps creux de hauteur 20cm, dont :

- Dalle de compression de hauteur 4cm
- Corps creux (entrevous) de hauteur 16cm.

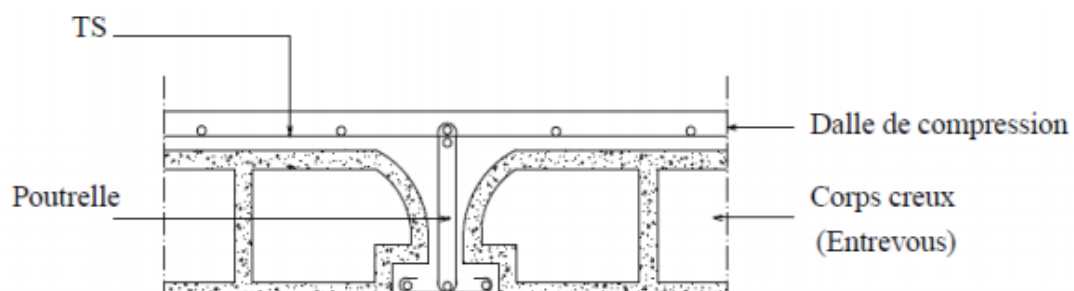


Figure 15: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles :

Selin le BAEL.91 les poutrelles avec la dalle de compression travaillent comme une section en T.

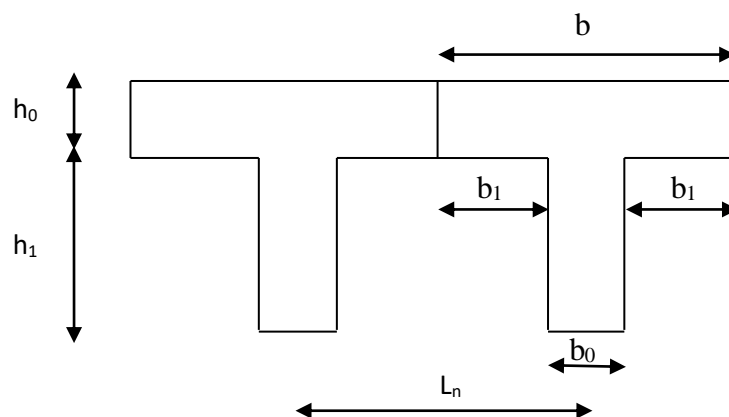


Figure 16: Dimensions d'une poutrelle

D'après [BAEL 91/A.4.1.3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq (L_n - b_0)/2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2]

L : la portée entre nus d'appuis ($L = 470\text{cm}$)

h_0 : la hauteur de la nervure

b_0 : l'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$)

Donc :

$$b_1 \leq 24 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 470/10$$

$$24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

On prend $b_1 = 24 \text{ cm}$

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

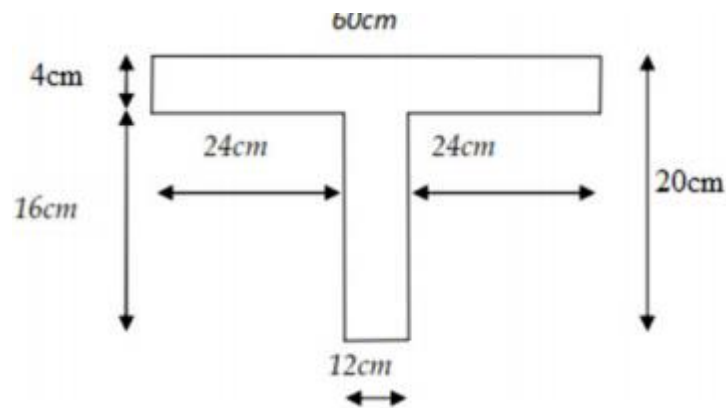


Figure 17: Schéma d'une poutrelle

III.2.2. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression à une épaisseur de 4 cm doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions suivantes :

$$\checkmark \text{ Si } L_n \leq 50\text{cm} \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Si } 50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \begin{cases} A_{\perp} \geq 4 \frac{L_n}{f_e} \\ A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

Avec :

f_e : limite d'élasticité en MPa ($f_e = 400$)

A_{\perp} : armatures perpendiculaires aux nervures en [cm^2/ml]

$A_{//}$: armatures parallèle aux nervures en [cm^2/ml]

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

On a: $L_n = 60\text{cm}$ $F_e = 400 \text{ Mpa}$

$$50\text{cm} \leq L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 L_n / f_e \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \frac{60}{400} \rightarrow A_{\perp} \geq 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5\Phi 5 \Rightarrow A_{\perp} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{//} = 0,60 / 2 \Rightarrow A_{//} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $5\Phi 5 \Rightarrow A_{//} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on adoptera un treillis soudés : $\Phi 5 (150 \times 150) \text{ mm}^2$

III.2.3. Etude des poutrelles :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

$$\begin{array}{l} \text{Etage courant :} \\ \text{Terrasse :} \end{array} \begin{cases} G = 5,74 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ G = 6,61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Combinaison fondamentales :

Etage courant :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,74 + 1,5 \times 1,5 = 9,99 \text{ KN/m}^2$$

ELS : $q_s = G + Q = 5,74 + 1,5 = 7,24 \text{ KN/m}^2$

ELU: $\bar{q}_u = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 5,74 + 1,5 \times 1,5) \times 0,6 = 5,99 \text{ KN/ml}$

ELS: $\bar{q}_s = (G + Q) \times L_n = (5,74 + 1,5) \times 0,6 = 4,34 \text{ KN/ml}$

Terrasse :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,61 + 1,5 \times 1 = 10,42 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_s = G + Q = 6,61 + 1 = 7,61 \text{ KN/m}^2$

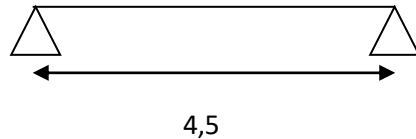
ELU : $\bar{q}_u = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 6,61 + 1,5 \times 1) \times 0,6 = 6,25 \text{ KN/ml}$

Niveau	[KN/m ²]				[daN/ml]	
	G	Q	q _u	q _s	\bar{q}_u	\bar{q}_s
1 ^{er} - 7 ^{ème} étage	5,74	1,50	9,99	7,24	5,99	4,34
Terrasse	6,61	1,00	10,42	7,61	6,25	4,57

Tableau 13: Charges linéaires sur les poutrelles à l'ELU et l'ELS

III.2.4. Type des poutrelles:

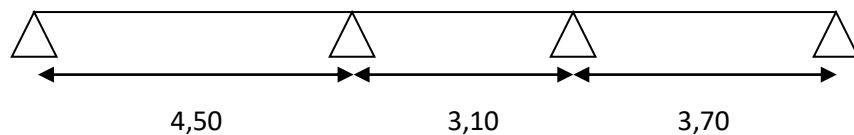
Type 1 (étage courant) :



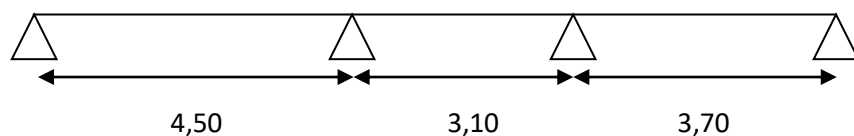
Type 2 (terrasse) :



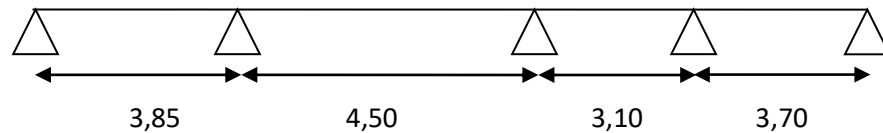
Type 3 (étage courant) :



Type 4 (terrasse) :



Type 5 (terrasse) :



III.2.5. Détermination des sollicitations des poutrelles :

D'après le [B.A.E.L 91] pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de Caquot minoré.

III.2.5.1. Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Un planche est dit à charge d'exploitation modérée si :

- La surcharge d'exploitation : $p \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées.
- Pour les portées successives, il faut vérifier :

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

- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- **Calcul de moment au niveau des appuis M_a :**

Le moment sur appui donnée et calculée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} -0,6 M_0 \quad \text{pour la poutrelle à deux travées} \\ -0,5 M_0 \quad \text{pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de 2 travées} \\ -0,4 M_0 \quad \text{pour les autres appuis intermédiaires.} \end{array} \right.$$

Tel que : M_0 est le moment isostatique max entre deux travées encadrant l'appui considéré.

- **Moment en travée M_t :**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1. \left\{ M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right. \right. \\ 2. \left\{ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 \text{ pour une travée de rive.} \right. \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times M_0 \text{ pour une travée de intermédiaire.}$$

Et on prend le max entre M_{t1} et M_{t2}

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_g : \text{moment au niveau de l'appui gauche} \\ M_d : \text{moment au niveau de l'appui droit} \\ \alpha = \frac{Q}{Q+G} : \text{Le rapport des charges d'exploitations et permanentes} \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont déterminés forfaitairement, en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire que les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue avec es efforts tranchants isostatique sur tous les appuis intermédiaires ou les efforts tranchants V_0 sont majorées de :

- 15% si la poutre est à deux travées
- 10% si la poutre est à plus de deux travées

III.2.5.2. Méthode de Caquot :

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à sur charge élevée (industriel) c'est-à-dire :

$Q \geq (2G ; 5KN/m^2)$. Cette méthode à été élaboré par Albert Caquot à partir de la méthode des trois moments qui est adoptée au béton armé.

- **Le moment aux appuis :**

Pour déterminer les moments sur les appuis, Caquot a pris à considération l'amortissement des charges éloignées sur l'appui considéré, on tient compte des charges appliquées sur les deux travées adjacents à l'appui considéré.

Caquot a remplacé les points des moments par des appuis fictifs. Dans le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives $l'g$ et $l'd$.

Avec : $l'g$: travée de rive
 $l'd$: travée intermédiaire

Le moment à l'appui « i » est obtenu en appliquant la méthode des trois moments sur la poutre fictive, on trouve :

$$M_i = -\frac{q_g (l'g)^3 + q_d (l'd)^3}{8,5 (l'g+l'd)} \text{ Pour les charges réparties}$$

$$M_i = -\frac{K_g P_g (l'g)^3 + K_d P_d (l'd)^3}{l'g+l'd} \text{ Pour les charges concentrées}$$

$$\text{Avec : } \frac{1}{2,125} x (1-x)(2-x)$$

- **Le moment en travée :**

Les moments en travée sont déterminés par la méthode des sections (RDM) on isole la

$$\text{travée, on trouve : } M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

{

Avec : $M_0(x) = \frac{x}{L} (L - x)$
 $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g + M_d}{q \times L}$

• **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode RDM

$$V_i = V_{0i} - \frac{M_g - M_d}{L}$$

Avec : V_i : effort tranchant de l'appui (i)

V_{0i} : effort tranchant isostatique de l'appui (i)

III.2.5.3. Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des quatre conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Applique la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanent G et la remplacer par $G' = (2/3) G$, uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée reprend la charge totale G.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$Q \leq (2G, 5\text{KN/m}^2)$ CV

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

Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travées CV

Fissuration peu nuisible (FPN)..... CV

Donc j'applique la méthode de Caquot Minoré.

III.2.5.4. Exemple de calcul des sollicitations :

Dans ce qui suit, on donne un exemple de calcul des sollicitations de l'étage courant de la poutrelle de type T1.

$\bar{q}_u = 5,99 \text{ KN/ml}$

$\bar{q}_s = 4,34 \text{ KN/ml}$

$G = 5,74 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/ml}$



Figure 18: Schéma exemple de calcul de la poutrelle

Types	Moments en appuis [Kg .m]	Moments en travées [Kg .m]	Effort tranchant [Kg]
Type 1	- 379,9	2152,2	2250
Type 2	- 395,7	2242,3	2345,5
Type 3	- 1329,68	1054,94	1880,65
Type 4	- 1335,60	1059,63	1889,02
Type 5	- 1220,10	830,89	1748,88

Tableau 14: Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles

Moment en appui [daN.m]	Moment en travée [daN.m]	Effort tranchant [daN]
- 1335,60	2242,3	2345,5

Tableau 15: Les valeurs des efforts maximums

III.3. Ferrailage de la dalle de compression :

D'après les règles **BAEL91**, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{0 \min} = 4 \text{ cm.}$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont dimension des mailles ne doivent d dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : $A_{\perp}(5P .m)$ pour les armatures perpendiculaire aux nervures .
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; qui l'on note : $A_{//}(3 p. m)$ pour les armatures parallèles aux nervures .
- Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \quad \implies A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} .$$

$$\text{Si : } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \quad \implies A_{\perp} \geq \frac{4 L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

a – Armatures perpendiculaire aux nervures(A_{\perp}):

➤ Détermination des armatures :

Dans notre plancher :

On a:

$$L_n = 60 \text{ cm} \quad \implies 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

On prendra $f_e = 400 \text{ Mpa}$

Dance

$$A_{\perp} = \frac{4Ln}{f_e} = 4 \times 60 / 400 \implies A_{\perp} = 0.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures

$$2T12 \longrightarrow A_{\perp}' = 2,26 \text{ cm}^2$$

b – Armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel}) :

➤ Détermination des armatures :

$$\text{On a } A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{2,26}{2} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$2T12 \longrightarrow A_{\parallel}' = 2,26 \text{ cm}^2$$

III.4. Détermination des armatures :

✓ Ferrailage en travée :

Etat limite ultime (ELU) :

$$\text{On a } M_t^u = 2242,3 \text{ daN.m}$$

Vérifications de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t = bh_0 \cdot \sigma_b \cdot \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 43507,2 \text{ N.m}$$

$$M_t^u = 2242,3 \text{ daN.m} < M_t = 43507,2 \text{ N.m}$$

La zone comprimées se trouve dans la table de compression : dance la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension ($b \times h$) = (60×20) [cm²]

Vérifications d'existence des armatures comprimée :

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{22423}{60 \cdot 18^2 \cdot 11,33} = 0,102$$

$$\mu = 0,102 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

Avec $100\varepsilon_1 > 100\varepsilon_s$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,102}) = 0,134$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,95$$

Déterminations des armatures :

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow A_s = \frac{22423}{0,95 \times 18 \times 348} = 3,77 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1] :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u ; A_s^{\min}) = 3,77 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$1\text{T14} + 2\text{T12} \xrightarrow{\text{Alors}} A_t = 3,8 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage en appuis:**

Etat limite ultime (ELU) :

$$\text{On a } M_t^u = 1335,60 \text{ daN.m}$$

Vérifications de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t = b h_0 \cdot \sigma_b \cdot \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 43507,2 \text{ N.m}$$

$$M_u^t = 1334,6 \text{ daN.m} < M_t = 43507,02 \text{ N.m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression : donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b \cdot h) = (12 \cdot 20) \text{ [cm}^2\text{]}$

Vérifications d'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u^t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{13356}{11,33 \times 12 \times 18^2} = 0,302$$

$$\mu = 0,302 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

Avec $100 \varepsilon_1 > 100 \varepsilon_s$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,302}) = 0,755$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,9$$

▪ **Déterminations des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_u^t}{b_0 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13356}{12 \cdot 18 \cdot 348} = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow A_s = \frac{13356}{0,9 \times 18 \times 348} = 2,36 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1] :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u ; A_s^{\min}) = 2,36$$

▪ **Choix des armatures :**

$$2T12 \xrightarrow{\text{Alors}} A_t = 2,36 \text{ cm}^2 \text{ chap}$$

$$2T12 \xrightarrow{\text{Alors}} A_t = 2,36 \text{ cm}^2 \text{ fil}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées 45° par rapport à ligne moyenne et pour résoudre, on utilise des armatures transversales.

On a $T_u^{\max} = 2345,5 \text{ daN}$.

a) – vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$$

$$T_u = 23455 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 20 \times 100 = 103809,6 \text{ N}$$

$$\alpha = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$T_u = 23455 \text{ N} \leq 103809,6 \text{ N} \Rightarrow$ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b)- vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_u + \frac{Mu}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_1 = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 103809,6 + \frac{2242,3}{16,2} = 2,99 \text{ cm}^2$$

⇒ il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_1 .

c) – vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{103809,6}{12 \times 18 \times 100} = 0,48 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,66 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,66 \text{ Mpa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\alpha = 90^\circ$$

d)- section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,57 \text{ cm} .$$

On prend $\phi_6 = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier Fe E 400

e) – Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\checkmark \delta_{t1} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\checkmark \delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 12 \times 1} = 47,5 \text{ cm}$$

$$\checkmark \frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \leq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\text{Alors } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 438,66 \text{ cm}$$

• Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

On prendre $\delta_t = 15 \text{ cm}$

f) - vérification de flèche :

Suivant les règles [BAEL91/B.7 .5] , il n' est pas nécessaire de calcul la flèche d'une poutre si tous les inégalité suivantes son vérifier :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 29858,59 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043,34 \text{ Mpa}$$

- Moment d'inertie de la section homogène :

I_0 : moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant sont centre de gravité (g ,g')

- Coordonné du centre de gravité :

$$V_i = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = 7,04 \text{ cm} , \quad V_2 = h - V_1 = 12,96 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} - \frac{(b-b_0) \times (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} + n \times A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 21656,7 \text{ cm}^4$$

		M [kn.m]	A _t [cm ²]	Choix des armatures	At
		Type 1			
En travée	ELU	497,920	0,82	1T14+2T12 A= 3,80 [cm ²]	2Ø ₆ At = 0,567 cm ²
En appuis	ELU	743,165	1,31	2T12chap + 2T12 fil A = 2,36 [cm ²]	

Tableau 16: Ferrailage de la poutrelle

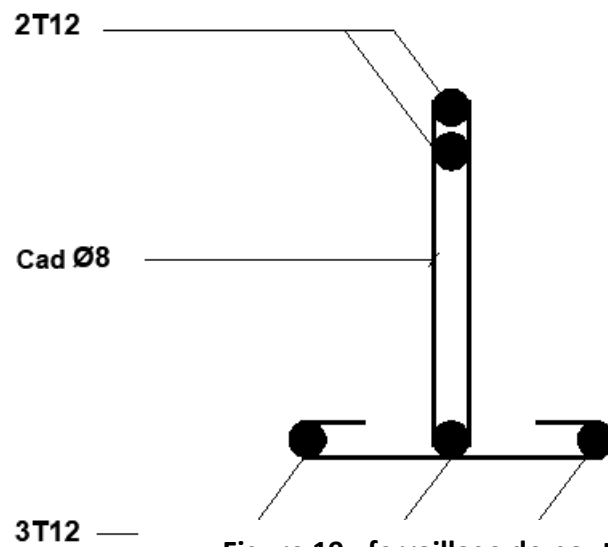


Figure 19 : ferrailage de poutrelle

IV.1. Etude des escaliers :

IV.1.2. Introduction :

L'escalier est un élément de circulation verticale qui permet d'atteindre les différents niveaux d'étage dans le bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contremarche et sa volée.

Définition des usuelles :

La marche : partie horizontale sur laquelle l'on pose le pied lorsqu'on utilise l'escalier.

La contremarche : face verticale reliant deux marches successives.

Le nez de marche : bord extérieur de la marche qui peut ou non être en saillie par rapport à la contremarche.

Le palier : plan horizontal plus large que la marche. Il est appelé palier d'arrivée (ou de départ) lorsqu'il se situe au même niveau qu'un étage courant sinon c'est un palier de repos.

La volée : l'ensemble de marches/contremarches délimité par deux paliers successifs.

Le giron : distance horizontale mesurée entre deux nez de marche successifs.

La hauteur de marche : distance verticale séparant les faces supérieures de deux marches successives.

Dimensionnement des escaliers :

- La hauteur de marche h des est comprise entre 14 et 18 cm
- Le giron g varie entre 25 et 32 cm
- H : hauteur d'un demi-étage
- L : projection horizontale de la longueur total de la volée.

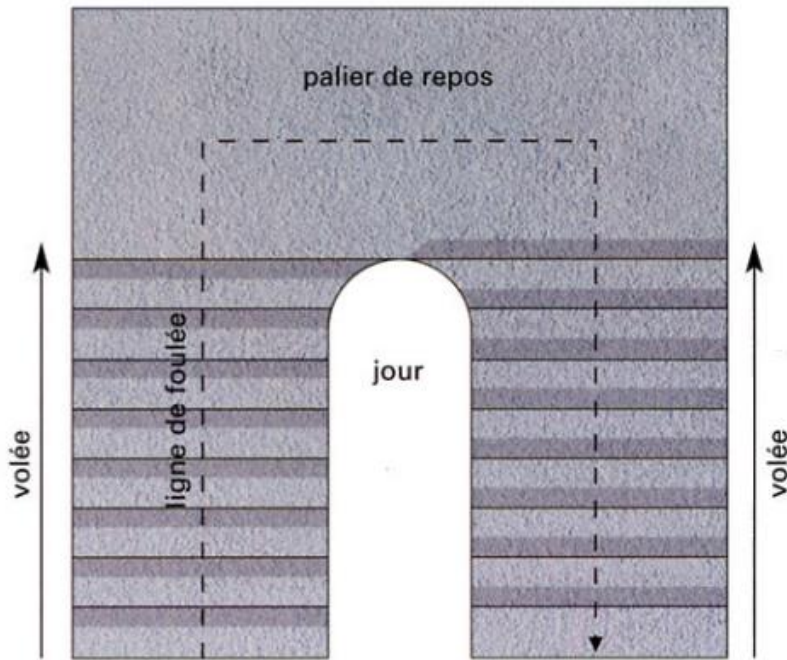


Figure 20: Vue en plan d'un escalier

D'après l'utilisation de la formule de BLONDEL (chapitre 2) on a trouvé les dimensions suivantes :

- Le giron $g= 17\text{cm}$
- La hauteur du contre marche $h=17\text{cm}$
- 9 contre marches
- Nombre des marches $n= 8$
- L'angle d'inclinaison $\alpha= 32^\circ$
- $e= 15\text{cm}$

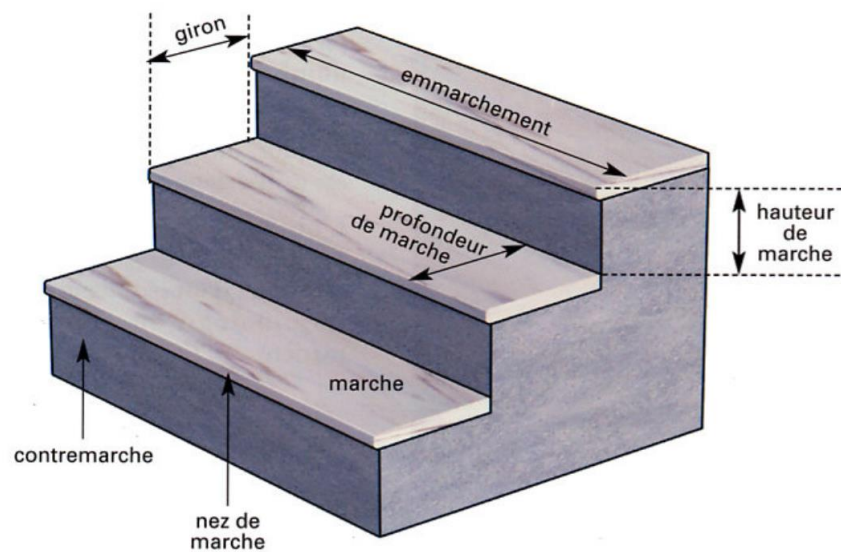


Figure 21: Eléments d'un escalier

Charges du palier :

$$G_1 = 4,97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

Charges de la volée :

$$G_2 = 8,19 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

IV.1.3. Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

- **L'état limite ultime :**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

- **L'état limite service :**

$$q_{ser} = G + Q$$

Tableau : combinaison des charges de l'escalier.

	G(KN/M ²)	Q(KN/m ²)	Q _U (KN/M ²)	Q _{SER} (KN/M ²)
Palier	4,97	2,5	10,46	7,47
Paillasse	8,19	2,5	14,81	10,69

Tableau 17: combinaison des charges de l'escalier.

IV.1.4. Calcul des moments fléchissant :

- ✓ **Etat limite ultime :**

$$Q_{eq}^{ult} = \frac{10,46 \times 1,9 + 14,81 \times 2,85}{1,9 + 2,85} = 13,07 \text{ KN/m}$$

$$T_u = \frac{Q_{eq}^{ult} \times l}{2} = \frac{13,07 \times 4,75}{2} = 31,041 \text{ KN}$$

$$M_{max}^{ult} = \frac{Q_{eq}^{ult} \times l^2}{8} = \frac{13,07 \times 4,75^2}{8} = 36,86 \text{ KN.m}$$

$$-0,3 M_{max}^{ult} = -0,3 \times 36,86 = -11,06 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Etat limite de service :**

$$Q_{eq}^{ser} = \frac{7,47 \times 1,9 + 10,69 \times 2,85}{1,9 + 2,85} = 9,40 \text{ KN/m}$$

$$T_{\text{ser}} = \frac{Q_{\text{eq}}^{\text{ser}} \times l}{2} = \frac{9,40 \times 4,75}{2} = 22,33 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}}^{\text{ser}} = \frac{Q_{\text{eq}}^{\text{ser}} \times l^2}{8} = \frac{9,40 \times 4,75^2}{8} = 26,51 \text{ KN.m}$$

$$-0,3 M_{\text{max}}^{\text{ser}} = -0,3 \times 26,51 = -7,95 \text{ KN.m}$$

IV.2. Calcul du ferrailage:

✓ En travée :

• **Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **Etat limite ultime:**

$$M_t^{\text{ult}} = 29,49 \text{ kn.m}$$

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

Acier FeF400

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 15,3 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Fissurations peut nuisible

a- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{ult}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{29,49 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (15,3)^2} = 0,1 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

\Rightarrow A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_t^{\text{ult}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{29,49 \times 10^3}{348 \times 0,948 \times 15,3} = 5,84 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,13 = 0,948$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1}) = 0,13$$

$$A = 5,84 \text{ cm}^2$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,84 \text{ cm}^2$$

d- Conclusion :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 5,84 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$6T12 \longrightarrow A_t = 6,79 \text{ cm}^2$$

1T14 \longrightarrow $e = 15$ cm

f- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

2HA10 \longrightarrow $A_r = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_t^{\text{ser}} = 21,21 \text{ KN.m}$$

- flexion simple

- section rectangulaire

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} . \end{array} \right\}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^{\text{ult}}}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{22080}{15860} = 1,39$$

$$\alpha = 0,13 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

▪ **Conclusion :**

✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$

✓ Fissuration peu nuisible

} Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_s)

• **Calcul des armatures transversales :**

a- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant a voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\alpha = 0,9 \times 27 = 24,3 \text{ cm}$$

$$T_u = 3943,1 \text{ N} \leq 0,267 \times 24,3 \times 30 \times 25 \times 100 = 486607,5 \text{ N}$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

- **On doit vérifier que :**

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_1 = 3,10 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times (3943,1 + \frac{2611,8}{0,9 \times 27}) \times 10^{-2} = 0,11 \text{ cm}^2$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_1 .

c- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{39431}{30 \times 27 \times 100} = 0,50 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 4 \text{Mpa}) = 2,66 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,50 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,66 \text{ Mpa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\alpha = 90^\circ$$

d- Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min (\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1\min}) .$$

$$\phi_t \leq \min (\frac{30}{35} ; \frac{30}{10} ; 1) = 0,85 \text{ cm} .$$

On prend $\phi_6 = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier Fe E 215

e- Choix des armatures :

$$2T12 \longrightarrow A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

f- Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\checkmark \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 71,75 \text{ cm}$$

$$\checkmark \delta_{t2} \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (24,3 ; 40) = 24,3 \text{ cm}$$

$$\checkmark \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{1,13 \times 215}{0,4 \times 12 \times 1} = 46,66 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 24,3 \text{ cm}$$

On prend $\delta_t = 22 \text{ cm}$

g- Vérification de flèche :

suivant les règles [BAEL91/B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}}\right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

➤ **Vérification si la flèche est nécessaire :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{310} = 0,096 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots C.V$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{310} = 0,096 \geq \frac{1}{10} \times \left(\frac{1997,73}{2497,16}\right) = 0,08$

0,096 ≥ 0,08C.V

- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,10}{30 \times 27} = 0,0038 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots C.V$

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

✓ En appuis:

• **Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **Etat limite ultime:**

$M_t^{ult} = -11,06 \text{ kn.m}$

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

Acier FeF400

$d = 0,9 h \Rightarrow d = 15,3 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 12 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

Fissurations peut nuisible

a- Vérification de l'existence de A' :

$\mu = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11060}{14,2 \times 100 \times (15,3)^2} = 0,033 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$A = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11,06 \times 10^3}{348 \times 0,983 \times 15,3} = 2,11 \text{ cm}^2$

$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,041 = 0,983$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) = 0,041$$

$$A = 2,11 \text{ cm}^2$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,44 \text{ cm}^2$$

d- Conclusion :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,11 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$2\text{T}12 \longrightarrow A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Etat limite de service :**

$$M_t^{\text{ser}} = -7,95 \text{ KN.m}$$

- flexion simple

- section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{- flexion simple} \\ \text{- section rectangulaire} \end{array} \right\} \text{ si } : \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa .}$$

-Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^{\text{ult}}}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{11060}{7950} = 1,39$$

$$\alpha = 0,161 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa .}$$

▪ **Conclusion :**

$$\checkmark \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$$

✓ Fissuration peu nuisible } Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_x)

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$1\text{T}10 \longrightarrow A_r = 0,79 \text{ cm}^2$$

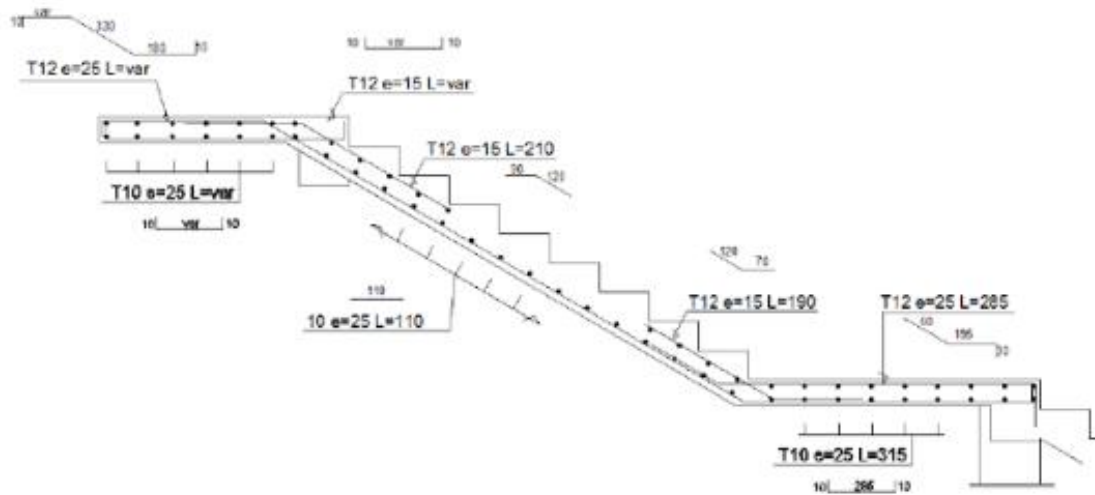


Figure 22 : combinaison des charges de l'escalier

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : Contrainte de tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de tangentielle admissible.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{31041}{100 \times 15,3 \times 100} = 0,20 \text{ Mpa}$$

$$T_{max} = q_u \times \frac{l}{2} = 10,46 \times \frac{4,75}{2} = 2484,2 \text{ dan}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 2,66 \text{ Mpa}$$

• conclusion :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ il n'ya pas de repris de bétonnage \Rightarrow les armateurs transversale ne son pas nécessaires.

IV.1.6. Ferrailage de la poutre palière :

La poutre palier sert d'encastrement au palier, et a la dimension suivante (30×30×2,85)

g : poids propre de la poutre palière.

q : réaction d'appuis des deux escaliers.

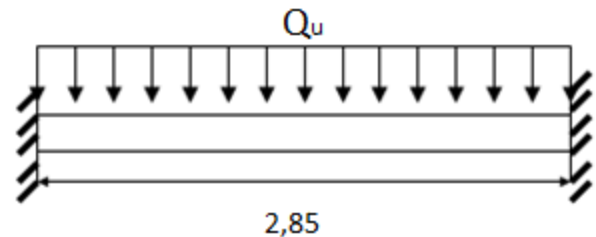


Figure 23: Schéma statique de la poutre palière

Dimensionnement :

- Selon le CBA 93 :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

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

$$\frac{306}{15} \leq h \leq \frac{306}{10}$$

20,4 ≤ h ≤ 30,6 on prend h = 30cm et b = 30cm

- Selon le RPA99 :

h = 30 et b = 30 tel que

$$h = 30 \geq 30$$

$$b = 30 \geq 20$$

Donc la section de la poutre palière est de b×h = (30×30) cm²

Sollicitation :

- Calcul du poids propre :

$$g_0 = 0,30 \times 0,25 \times 2500 = 225 \text{ dan/ml}$$

a- Etat limite ultime :

$$q_u = 1,35 g_0 + \frac{R_b}{1} = 1,35 \times 225 + \frac{3104,1}{1} = 9428,70 \text{ dan/m}$$

$$M_0^U = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9428,70 \times 3,06^2}{8} = 11035,82 \text{ dan.m}$$

$$M_t^U = 0,8 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 8828,66 \text{ dan.m}$$

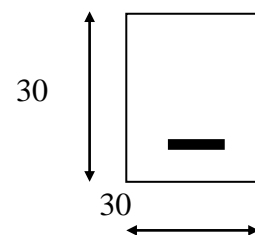


Figure 24: Section de poutre

$$M_a^U = -0,2 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = -0,2 \times \frac{9428,70 \times 3,06^2}{8} = -2207,16 \text{ dan.m}$$

b- Etat limite de servis :

$$q_{\text{ser}} = g_0 + \frac{R'_b}{1} = 225 + \frac{2233}{1} = 2458 \text{ dan/m}$$

$$M_0^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{8} = \frac{2458 \times 3,06^2}{8} = 2876,97 \text{ dan.m}$$

$$M_t^{\text{ser}} = 0,8 \times \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{8} = 2301,57 \text{ dan.m}$$

$$M_a^{\text{ser}} = -0,2 \times \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{8} = -0,2 \times \frac{2458 \times 3,06^2}{8} = -809,48 \text{ dan.m}$$

IV.2.2. Calcul de ferrailage:

1- En travée :

$$M_t^U = 8828,66 \text{ dan.m}$$

➤ **Etat limite ultime :**

a- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{ult}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8828,66}{14,2 \times 30 \times (27)^2} = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_t^{\text{ult}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{88286,6}{348 \times 0,986 \times 27} = 9,53 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,116 = 0,986$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,035$$

$$A = 9,53 \text{ cm}^2$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,44 \text{ cm}^2$$

d- Conclusion :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 9,53 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$4T16+2T10 \longrightarrow A_t = 9,61 \text{ cm}^2$$
$$e = 15 \text{ cm}$$

f- Armatures de répartition :

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

$$5HA 8 \longrightarrow A_r = 2,51 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

- flexion simple
 - section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} . \end{array} \right\}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^{\text{ult}}}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{88286,6}{23015,7} = 3,83$$

$$\alpha = 0,035 \leq \frac{3,83-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,66 \implies \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

▪ **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Les armatures calculées à ELU seront maintenues.} \end{array} \right\}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

2- En appuis :

$$M_a^U = 22071,6 \text{ dan.m}$$

➤ **Etat limite ultime :**

a- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{ult}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22071,6}{14,2 \times 30 \times (27)^2} = 0,07 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

$\implies A'$ n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_a^{\text{ult}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{22071,6}{348 \times 0,932 \times 27} = 2,52 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,116 = 0,932$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,07}) = 0,17$$

$$A = 2,52 \text{ cm}^2$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,44 \text{ cm}^2$$

d- Conclusion :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,52 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$4\text{T}10 \longrightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

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

f- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$3\text{HA} 6 \longrightarrow A_r = 0,85 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

- flexion simple

-section rectangulaire } si : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$

-Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_a^{ult}}{M_a^{ser}} = \frac{220716}{80948} = 2,73$$

$$\alpha = 0,027 \leq \frac{2,73-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,11 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

▪ **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- } Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_s)

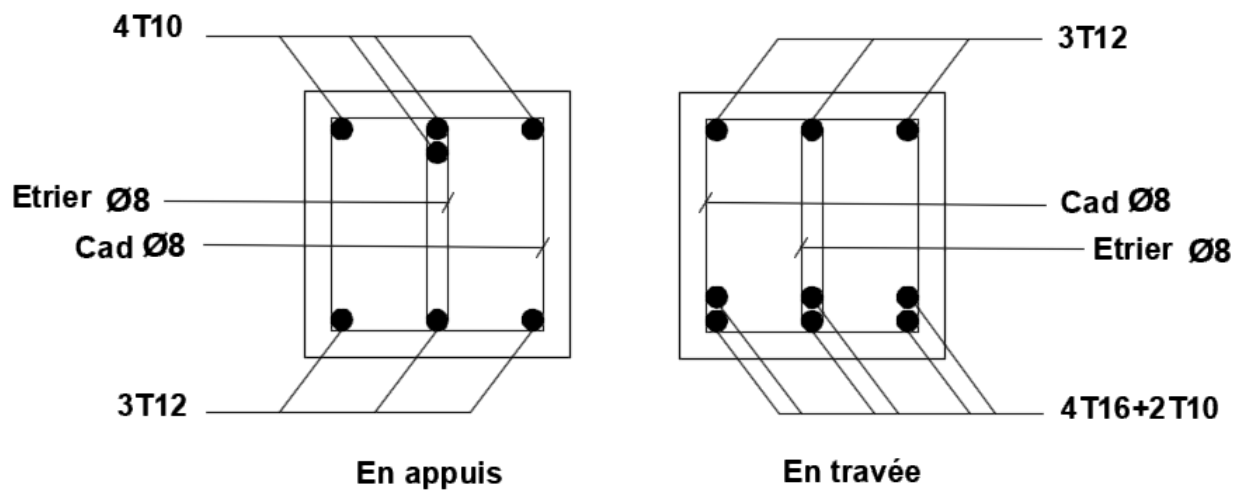


Figure 25: Ferrailage de la poutre palière

IV.3. Etude de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé, ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Il est exposé aux chocs thermiques. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur il est considéré comme une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à :

- Son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation horizontale (qui peut correspondre à l'action sismique).

La surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) + ((0,1 + 0,07)/2) \times 0,1$$

$$S = 0,0785 \text{ m}^2$$

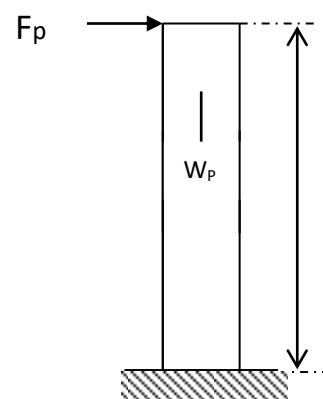
Poids propre de l'acrotère :

$$W_p = S \times \gamma_s$$

γ_s : poids volumique du béton

$$W_p = 0,0785 \times 25$$

$$W_p = 1,9625 \text{ KN/m}$$



Calcul de la force sismique :

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure.

On a :

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

Avec :

- F_p : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- A : coefficient d'accélération pour la zone II, groupe d'usage 2, $A = 0,15$
- C_p : facteur des forces horizontales ($C_p = 0,8$) élément consol
- W_p : poids de l'élément en considération le poids de l'élément

$$W_p = 1,9625 \text{ kN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,9625 = 0,942 \text{ kN/ml}$$

IV.3.1. Calcul des sollicitations :

➤ **Calcul des efforts à L'ELU :**

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 1,9625 = 2,649 \text{ kN .m}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times L = 1,5 \times 0,942 \times 0,6 = 0,848 \text{ kN. m}$$

$$T_u = F_P = 0,942 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des efforts à L'ELS :**

$$N_s = N_u = 2,649 \text{ Kn.m}$$

$$M_s = F_P \times L = 0,57 \text{ kn.m}$$

IV.3.2. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 15cm, la section de calcul est (15×100)

Données :

$$M_u = 0,848 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; f_{c28} = 20 \text{ MPa} ; N_U = 2,649 \text{ KN} ;$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2 \text{ cm}$$

a- Calcul de l'excentricité : (centre de pression)

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,848}{2,649} = 32,01 \text{ cm}$$

$$h/2 - c = 3 \text{ cm}$$

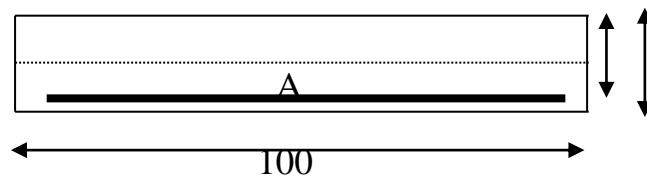


Figure 26: Section des calculs

On a

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 32,01 \text{ cm} \\ h/2 - c = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow e_0 > h/2 - c$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section
 ⇒ la section est partiellement comprimée (s.p.c) ; donc le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictifs M_F calculé par rapport aux armatures tendues.

b- Calcul le moment fictifs :

$$M_F = M_u + N_u \times (h/2 - c), \text{ ou bien } M_F = N_u \times (e_0 + h/2 - c)$$

D'où : $M_F = 92,74 \text{ kN.m}$

c- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

$\mu = 0,005 < \mu_L = 0,392$; $A_{s'} = 0$ (pas d'acier comprimés)

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,991$$

d- Calcul des armatures A :

$$A = \frac{M_f}{\beta * d * \sigma_s} \Rightarrow A = 2,00 \text{ cm}^2$$

e- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,39 \text{ cm}^2$$

f- Conclusion:

g- $A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,00 \text{ cm}^2$

h- Choix des armatures :

4T8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$

i- L'état limite de service :

j- $e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,57}{2,649} = 0,215 \text{ m}$ On prend $e_0 = 21,5 \text{ cm}$
 $h/2 - c = 3$

On a $e_0 = 21,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 5,5 \text{ cm} \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée.

On doit vérifier le béton et l'acier

Position de l'axe neutre :

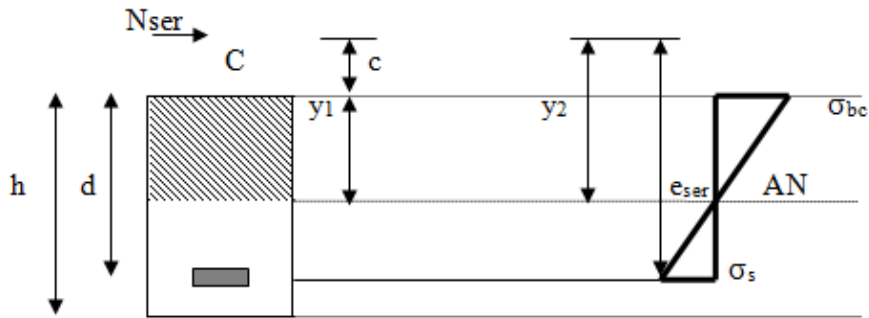


Figure 27: Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

On a :

$$Y_1 = y_c + C \dots\dots\dots [1]$$

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$C = e - h / 2 = 21,5 - (15/2) = 16,5 \text{ cm}$$

$$e_{ser} = [C + (d - h/2)] \Rightarrow e_{ser} = 20,5 \text{ cm}$$

$$c = d - e_{ser} = 9 - 20,5 = -11,5 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91(modifier 99) on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_2^3 + P y_2 + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

Avec :

y_c : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre

$$P = -3c^2 - \frac{90 A'_s (c-c')}{b} + \frac{90 A_s (d-c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s (d - c)$$

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

$$\text{Avec } A_s' = 0 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} P = -341,58 \text{ cm}^2 \\ q = 1910,86 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

D'où l'équation (*) devient

$$y_2^3 - 341,58 y_2 + 1910,86 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -2253212,86 < 0$$

D'où :

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,786$$

$$\cos \varphi = -0,786 \Rightarrow \varphi = 141,85^\circ$$

Après itération on trouve :

- $Y_1 = a \cos (\varphi / 3) = 14,48 \text{ cm}$
- $Y_2 = a \cos (\varphi / 3 + 240^\circ) = 6,34 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos (\varphi / 3 + 120^\circ) = -20,81 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{-p/3} = 21,34$$

La solution qui convient : $y_c = 14,48 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{se} = y_c + c < h$ avec $y_1 = y_c + c = 2,98 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,98 \text{ cm}$

➤ **Calcul des moments d'inertie de la section :**

$$S^* = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 2,98^3}{3} + 15 \times 2,99 (9 - 2,98)^2 = 2507,50 \text{ cm}^2$$

$$S^* = 2507,50 \text{ cm}^2$$

➤ **Contraint de béton :**

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S^*} \times y_c = \frac{2,649 \times 10^3}{2507,50 \times 10^4} \times 14,48 = 0,0015$$

$$K = 0,0015 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_c = 0,0015 \times 2,98 \times 10 = 0,045 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 0,045 \text{ N/mm}^2 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$\eta = 1,6$ (Acier HA)

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 15 \times \frac{2,649}{25,075} (9 - 2,98) = 95,0750 \text{ MPa} \leq \sigma_s$$

$$= 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV)$$

Conclusion :

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Les armatures calculées à ELU sont maintenues.

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

Armature de répartition :

$Ar \geq A/4 = 3,08 / 4 = 0,77$

Le choix :

$4T8 \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$

$T8 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Vérification des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \times 10^3 = \frac{1,413 \times 10^3}{9 \times 1000} = 0,1517$$

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

$$\tau_u = 0,1517 < \bar{\tau}_u = 2 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$0,1517 < 2 \text{ MPa} \Rightarrow$ Il repris de

$\tau_u =$
 $\bar{\tau}_u =$
 n'ya pas de
 bétonnage

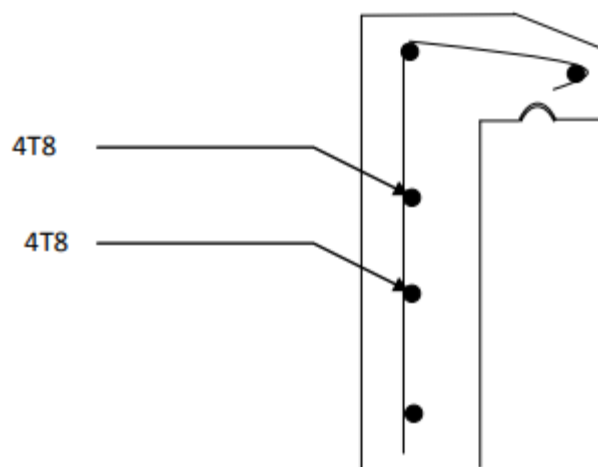


Figure 28: Ferrailage de l'acrotère

IV.4. Etude du balcon :

IV.4.1. Introduction :

Le balcon est considéré comme une console encastrée, constituée d'une dalle pleine soumise à son poids propre G , à une charge d'exploitation P et à une charge concentrée à son extrémité libre due au poids propre du garde-corps Q .

G : charge permanente

P : surcharge d'exploitation

Q : charge concentrée du mur en métal

L : longueur de balcon. (Dans mon projet on a 4 différents longueurs (1 m ; 1,50 m).

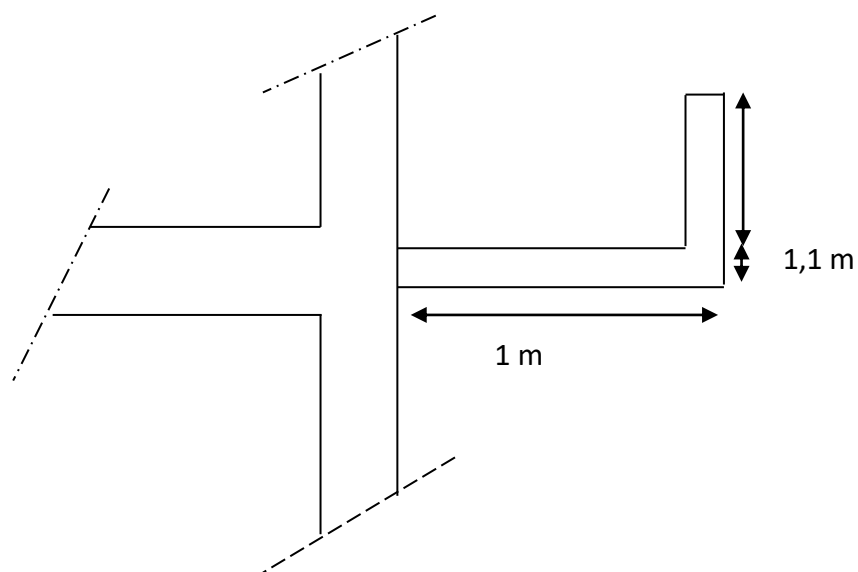
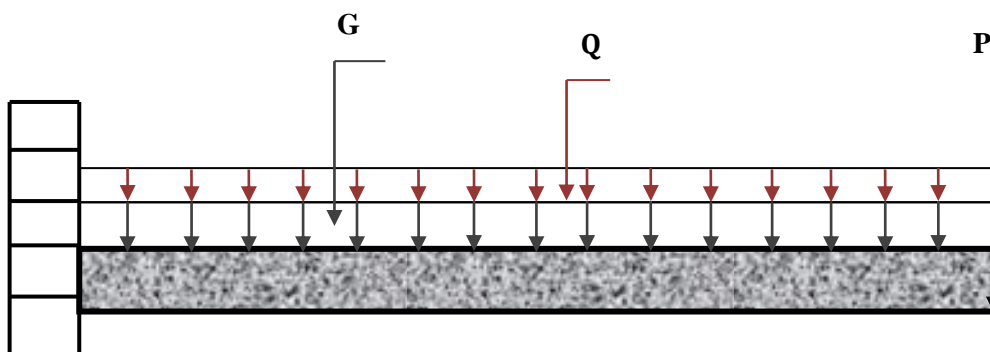


Figure 29: Dimensions du balcon

Schéma statique :



-Charge permanente :

$$G = 459 \text{ daN/m}^2$$

-Charge d'exploitation :

$$P = 350 \text{ daN/m}^2$$

-Charge du garde corps :

$$Q = 600 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$G = 459 \text{ daN/ml}$$

$$P = 350 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 600 \text{ daN/ml}$$

➤ **Exemple de calcul l = 150 cm :**

1- Evaluation des moments :

$$M_G = -G \times \frac{1,5^2}{2} = - 516,38 \text{ daN.m}$$

$$M_P = -P \times \frac{1,5^2}{2} = - 393,75 \text{ daN.m}$$

$$M_Q = -Q \times L = - 900 \text{ daN.m}$$

2- Combinaisons fondamentales des charges :

▪ **E.L.U :**

$$M_u = 1,35(M_G + M_Q) + 1,5 M_P = 2502,74 \text{ daN.m}$$

▪ **E.L.S**

$$M_s = M_G + M_Q + M_P = 1810,13 \text{ daN.m}$$

IV.4.2. Calcul de la Ferrailage :

On calcule le balcon à la flexion simple de section rectangulaire (150x110) cm².

E.L.U :

a- Vérification de l'existence de A' :

$$M_u = 2502,74 \text{ daN.m}$$

$$d = 0,9.h = 14,4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{25027,4}{100 \times 14,4^2 \times 14,2} = 0,085$$

$$\mu \leq \mu_L = 0,392(\text{Acier FeE400}) \Rightarrow 1000\varepsilon_s < 1000\varepsilon_l$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A' \neq 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,11 ; \beta = 0,96.$$

a- Calcul des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2502,74}{348 \times 0,96 \times 14,4} = 5,20 \text{ cm}^2$$

b- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,982 \text{ cm}^2$$

c- Conclusion :

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 5,20 \text{ cm}^2$$

d- Choix des armatures :

$$5T12 \Rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'espaceur : } e = 20 \text{ cm}$$

e- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} \rightarrow A_r = \frac{5,65}{4} \rightarrow A_r = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$4T8 \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = |-1810,13| = 1810,13 \text{ N.m}$$

Puisqu'on a une fissuration préjudiciable, on doit calculer A_{ser}

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ pour les HA} \quad f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,6 ; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa.}$$

IV.4.3 Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 0,8475$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,875 \times 14,4 = 24,577$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = 5,02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 5,02^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (14,4 - 5,02)^2$$

$$I = 11673,54 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{18101,3}{11673,54} = 1,55$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7,78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 218,09 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \implies \text{Les armatures calculées à l'état ultime sont maintenues}$$

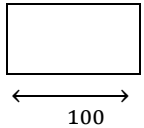
L'étas	M [dan/m]	A _{cal} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ar [cm ²]	Les choix des armatures	Section de calcul
E.L.U	2502,74	5,20	0,982	1,41	A = 5T12 = 5,65 Ar = 4T10 = 3,14	
E.L.S	1810,13	Vérifier				

Tableau 18: Ferrailage du Balcon.

a- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1,35 \times M_Q + (1,35 \times M_G + 1,5 \times M_P) \times l = 2502,74 \text{ dan .}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d \cdot 100} = \frac{25027,4}{100 \times 14,4 \times 100} = 0,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas de repris de bétonnage nécessaires)

b- Vérification de flèche :

Calcul des moments maximaux :

$$M_g = - 516,38 \text{ daN.m}$$

$$M_p = - 525 \text{ daN.m}$$

$$M_j = - 229,5 \text{ daN.m}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3216,59 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ Mpa}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = 38124,35 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times \beta_1 \times d}$$

$$\rho_1 = 100 \times \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5,65}{100 \times 14,4}$$

$$\rho_1 = 0,392 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,904$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5163,8}{5,65 \times 0,904 \times 14,4} = 70,21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = 71,38 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d} = 31,20 \text{ Mpa}$$

Calcul du μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s \times f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^j \times f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00392 \times 31,20 \times 2,1}$$

$$\mu_j = -2,58 < 0 \text{ alors ; } \mu_j = 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^p \times f_{t28}}$$

$$\mu_p = -0,34 < 0 \text{ alors } = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^g + f_{t28}} = -0,52 < 0 \text{ alors } = 0$$

Calcul des moments d'inertie fictif :

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = 5,07$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,02$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 38124,35}{1 + 2,02 \times 0} = 41936,78 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 38124,35}{1 + 5,07 \times 0} = 41936,78 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = I_{fp}^i = 41936,78 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{4E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5163,8 \times 150^2}{4 \times 10189 \times 41936,78} = 0,06 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{4E_i \times I_{fg}^i} = 0,2 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{4E_i \times I_{fp}^i} = 0,2 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{4E_i \times I_{fp}^i} = 0,009 \text{ cm}$$

Calcul de la flèche totale :

$$\Delta f_1 = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,06 - 0,009) + (0,2 - 0,2)$$

$$\Delta f_1 = 0,051 \text{ cm}$$

Calcul de la flèche admissible :

$$l = 1,5 \text{ m} < 5,00 \text{ m} \implies \Delta f_{\text{tmax}} = \frac{l}{500} = \frac{150}{500} = 0,3 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\Delta f_1 = 0,051 \text{ cm} < \Delta f_{\text{tmax}} = 0,3 \text{ cm} \implies \text{la flèche est vérifiée.}$$

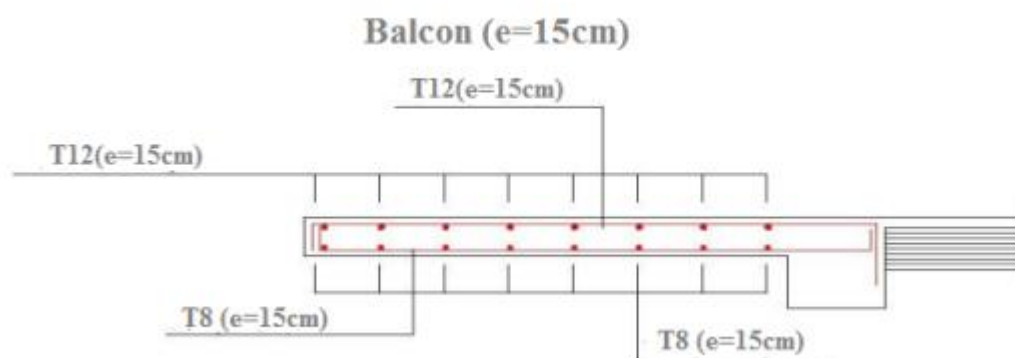


Figure 30:Schéma de ferrailage

V.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces calculs peuvent mener par trois méthodes qui sont les suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.3.2. Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.3.3. Condition d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.4. Présentation du logiciel :

Le logiciel « Auto desk Robot » est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par éléments, il offre :

- Performances de la technologie d'aujourd'hui.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids totale de la structure.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableau et graphique bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, efforts tranchant T, efforts normal N , constraints).
- Analyse statique et dynamique.

V.5. Etapes de modélisation :

Pours modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- a- Choix du plan du travail.
- b- Choix de l'unité du travail ; [KN] et [m].

- c- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du ROBOT (voir la figure V.1).
- d- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles et dalle pleine par panneau.
- e- Introduire les propriétés des matériaux utilisés ; les propriétés du béton.
- f- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.

Introduire les conditions aux limites.

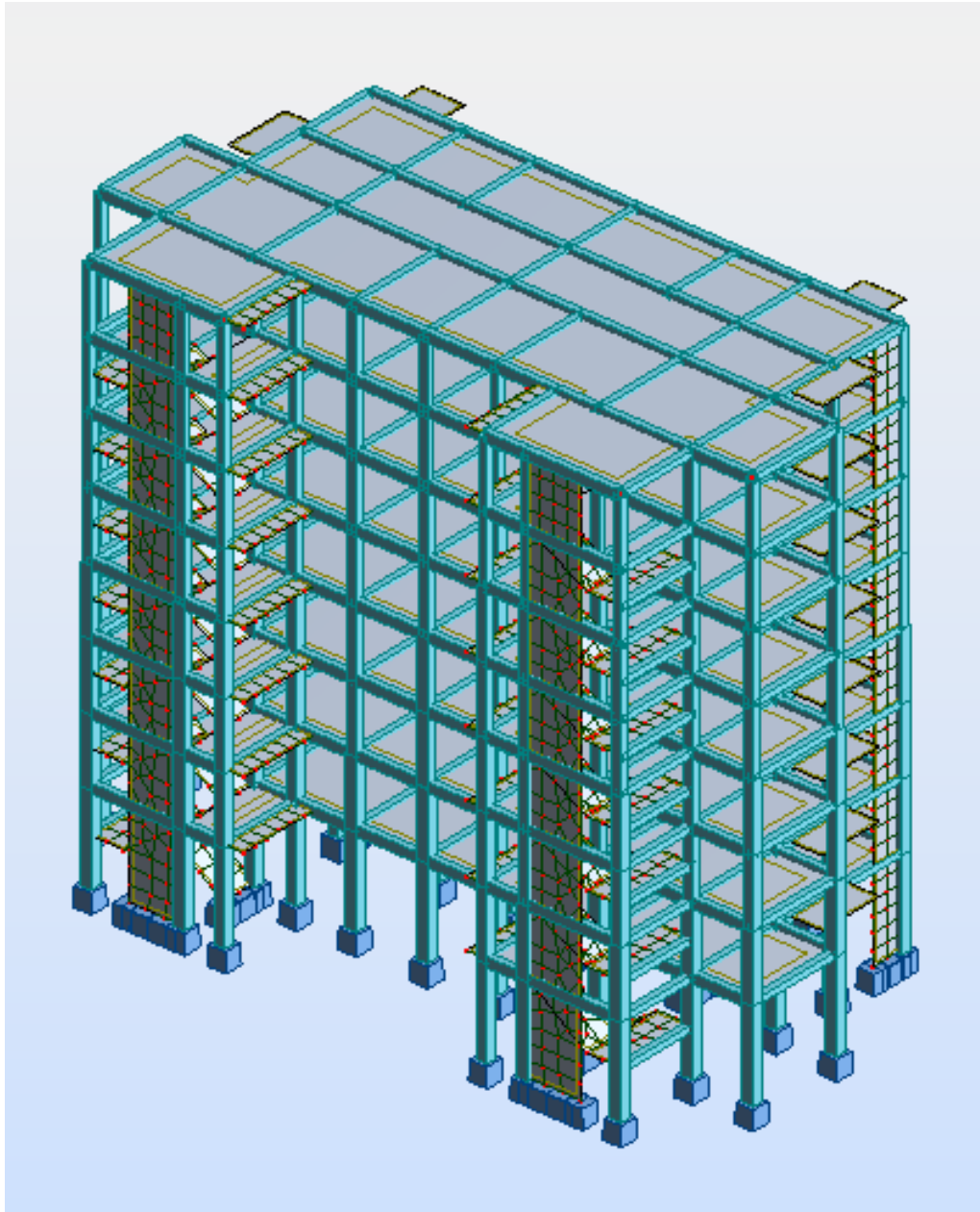


Figure 31: interface du robot

V.6. Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{(RPA 99/2003 Art (4.2.3))}$$

Tel que:

A : Coefficient d'accélération de la zone..... (RPA 99/2003 Tableau (4.1))

D : facteur d'amplification dynamique moyen..... (RPA 99/2003 (4.2))

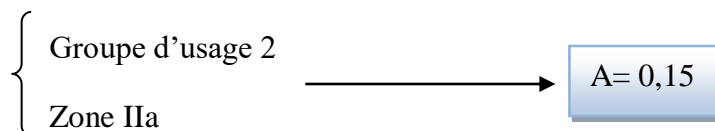
R : Coefficient de comportement global de la structure... (RPA 99/2003 Tableau (4.3))

Q : Facteur de qualité..... (RPA99/2003 (4.4))

W : Poids total de la structure..... (RPA99/2003 (4.5))

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone :



- ✓ Coefficient e comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide →

R= 3.5

- ✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

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

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

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages. Pour notre cas, on a un remplissage dense :

$$\xi = 7\%$$

D'où : $\eta = 0,88$

$$\text{On a un site ferme S2} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,40 \end{array} \right.$$

Avec : T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{ll} T = C_T \times h_N^{3/4} & \text{RPA 99/2003 [Formule 4 - 6]} \\ T = 0,09 \times h_N \sqrt{L} & \text{RPA 99/2003 [Formule 4 - 7]} \end{array} \right.$$

Tel que :

$C_T = 0,05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. (RPA 99/2003 Tableau IV.6)

$h_N = 25,5\text{m}$: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Où L est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 30,50 \text{ m} \\ L_y = 15,55 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$T = 0,05 \times (25,5)^{3/4} = 0,567 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \longrightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = D_y = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,567)^{2/3} = 1,74$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non. Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

N°	Critère « q »	Pq	
		qx	qy
1	Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0,05
2	Redondance en plan	0	0
3	Régularité en plan	0,05	0,05
4	Régularité en élévation	0	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Totale		0,10	0,10

Tableau 19: Valeurs des pénalités Pq

$$Q_x = 1 + 0,25 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + 0,25 = 1,25$$

Poids totale de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$\sum_{i=1}^7 W_i$$

Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ RPA 99/2003 [Formule (4 – 5)]

Avec :

W_{Gi} : poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA Tableau 4.5)

Dans notre cas : $\beta = 0,2$ (habitation)

Dans notre cas, on a : $W = 29903,4219$ KN

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$V_x^{st} = 2452,93 \text{ KN}$$

$$V_y^{st} = 2452,93 \text{ KN}$$

- Vérification des forces sismique : [RPA99version 2003/4.3.6]

Après l'interprétation des résultats du logiciel **Auto desk Robot**, la résultante des forces sismiques à la base est égale :

$$V_{xd} = 2316,84 \text{ [KN]} > 80 \% V_{xs} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

$$V_{yd} = 2316,84 \text{ [KN]} > 80 \% V_{ys} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

- Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4]

$$T_{dy} \leq 1,3 \times T_S \quad , \quad T_S = 0,57$$

$$T_{dy} = 0,42 \leq 1,3 \times 0,57 = 0,74 \text{ c.v}$$

- Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA99 (version 2003) [Art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- δ_K : Déplacement horizontal au niveau K.
- δ_{ek} : Déplacement horizontal du aux forces sismique obtenu par Auto desk Robot.
- R : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{(k-1)}$$

- h_e : hauteur d'étage.

exemple de calcul :

a- Sens X-X :

$$\Delta_{kX} = \delta_K - \delta_{(k-1)} = 0,494 \text{ cm}$$

b- sens Y-Y :

$$\Delta_{kY} = \delta_K - \delta_{(k-1)} = 0,59 \text{ cm}$$

- Vérification :

$$D_{rad} = 1\% h_e = \frac{306}{100} = 3,06 \text{ cm}$$

$$\Delta_{kX} = 0,494 \text{ cm} < D_{rad} = 3,06 \text{ cm} \dots\dots\dots c.v$$

$$\Delta_{ky} = 0,59 \text{ cm} < D_{rad} = 3,06 \text{ cm} \dots\dots\dots c.v$$

Etage	U _x	U _y
(RDC)	0,494	0,59
Etage1	0,370	0,453
Etage2	0,354	0,429
Etage3	0,312	0,394
Etage4	0,286	0,360
Etage5	0,225	0,299
Etage6	0,175	0,239
Etage7	0,107	0,169

Tableau 20: La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée

V.7. Justification vis-à-vis de l'effet P - Δ : [RPA99(version 2003) /A.5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P - Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfais à tous les niveau :

$$\theta = \frac{P_t \times \Delta_K}{V_t \times h_K} \leq 0,10$$

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$V_K = \sum_{i=K}^n F_i$$

- Δ_k : Déplacement relative du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

- h_k : hauteur de l'étage « k ».

❖ Si : $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur.

$$\frac{1}{(1-\theta_k)}$$

❖ Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnées

Calcul F_i :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i \times (V_t \times F_i)}{\sum W_i \times h_i}$$

- W_i : poids propre de l'étage.
- h_i : hauteur cumulée à la base de la structure
- V_t : force sismique totale

On a :

$$\begin{cases} T_x = 0,74 \text{ sec} > 0,7 \text{ sec} \\ T_y = 0,74 \text{ sec} > 0,7 \text{ sec} \end{cases} \implies F_t = 0,07 \times 0,74 \times 29903,4219 = 1548,99 \text{ [KN]}.$$

Etage	P_t	Δx	Δy	V_{tx}	V_{ty}	h_k	θ_x	θ_y	Vérification
RDC	29325,24	0,494	0,59	2405,51	2405,51	408	0,014	0,017	OK
1	24881,15	0,370	0,453	2040,97	2040,97	306	0,014	0,017	OK
2	21141,87	0,354	0,429	1734,24	1734,24	306	0,014	0,017	OK
3	17485,49	0,312	0,394	1434,31	1434,31	306	0,012	0,015	OK
4	13882,54	0,286	0,360	1138,76	1138,76	306	0,011	0,014	OK
5	10353,77	0,225	0,299	849,24	849,24	306	0,009	0,011	OK
6	6872,14	0,175	0,239	563,71	563,71	306	0,007	0,010	OK
7	3456,68	0,107	0,169	283,54	283,54	306	0,004	0,007	OK

Tableau 21: Récapitulatif pour la vérification de l'effet P- Δ

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P- Δ est négligé.

V.8. Conclusion :

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA99/Version 2003, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles. Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux, avec réduction du nombre des voiles.

VI.1.Chargement des portiques :

VI.1.1.Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres).

Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'action sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le [RPA99] et [BAEL91] comme suit :

✓ **BAEL91 :**

VI.1.2. Combinaisons fondamentales ou bien durable et transitoires :

$$1,35 \times G + 1,5 \times P \longrightarrow \text{E.L.U}$$

$$G + P \longrightarrow \text{E.L.S}$$

✓ **RPA99 Version 2003 :**

Combinaison accidentelles :

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \times G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \times G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Poutres}$$

Les efforts sont calculés et tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel de calcul « **Robot bat** »

Avec :

- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : effort sismique.

VI.2.Ferraillage des portiques :

VI.2.1.Ferraillage des poutres :

Définition :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principale $\implies (30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $\implies (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Ferraillage réglementaire :

1- Recommandation du RPA99/Version 2003 :

▪ Armatures longitudinales :

Armatures minimale : $0,5\% \times B$ en zone IIa

Armatures maximales [RPA99/Version2003/A.7.5.2.1] $\begin{cases} 4\% \times B \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone recouvrement} \end{cases}$

B : Section de la poutre

Longueur de recouvrement est de $40 \times \varphi$ en zone IIa (**RPA99/Version 2003**)

▪ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{min}^t = 0,003 \times S \times b \dots \dots \dots [\text{RPA99/Version2003/A.7.5.2.1}]$$

Avec :

- b : largeur de la section
- S : l'espacement des armatures transversales

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varphi \right)$$

En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{4}$$

2- Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \implies \text{Pour les armatures tendues [BAEL91]}$$

Les sollicitations des poutres :

Les résultats sont donnés par logiciel de calcul et remplie dans les tableaux suivants :

Poutre	Moment en travée [KN.m]			Moment en appuis [KN.m]			Effort tranchant [KN]	
	Elu	Els	Acc	Elu	Els	Acc	Elu	Acc
PP (30 ; 45)	45,57	33,22	43,58	-82,11	-60,05	-85,38	105,19	101,09
PS (30 ; 30)	7,2	5,14	45,44	-11,81	-8,46	-44,99	19,94	115,67

Tableau 22: Récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants

Calcul des armatures longitudinales :

Condition imposées par le RPA99/Version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principales : } A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires : } A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition imposées par le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principales : } A_{min} = 0,023 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 40,5 = 0,15 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires : } A_{min} = 0,023 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 27 = 0,10 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

VI.2.1.1.Exemple de calcul :

Poutre principale de section (30 × 45) cm² :

a- En travées :

➤ **Etat limite ultime:**

$$M_t^u = 45,57 \text{ KN.m}$$

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

Acier FeF400

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 40,5 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm ; } h = 45 \text{ cm ; } \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa ; } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Fissurations peut nuisible

g- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{45,57 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,065 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

\Rightarrow A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

h- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{45,57 \times 10^3}{348 \times 0,966 \times 40,5} = 3,35 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,084 = 0,966$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,065}) = 0,084$$

$$A = 3,35 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service :

$$M_t^{ser} = 33,22 \text{ KN.m}$$

- flexion simple
 - section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \text{ si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^{ult}}{M_t^{ser}} = \frac{45570}{33220} = 1,37$$

$$\alpha = 0,025 \leq \frac{1,416 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

▪ Conclusion :

- ✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \checkmark \\ \checkmark \end{matrix}} \right\} \text{ Les armatures calculées à ELU seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_y)

➤ Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 43,58 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{cases}$$

a- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{43,58 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,062 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A_{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{43580}{400 \times 0,97 \times 36} = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,08 = 0,97$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,062}) = 0,08$$

$$A = 3,12 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_t = \max (A_{cal} ; A_{\min(RPA)} ; A_{\min(BAEL)} ; A_{acc}) = \max (3,35 ; 6,75 ; 0,15 ; 3,12) = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$6T12 \longrightarrow A = 6,78 \text{ cm}^2$$

b- En appuis:

➤ Etat limite ultime:

$$M_a^u = -82,11 \text{ KN.m}$$

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

Acier FeF400

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 40,5 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Fissurations peut nuisible

i- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_a^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{82,11 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,12 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

j- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_a^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{38,24 \times 10^3}{348 \times 0,936 \times 40,5} = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,16 = 0,936$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,12}) = 0,16$$

$$A = 2,90 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_a^{\text{ser}} = -60,05 \text{ KN.m}$$

- flexion simple
- section rectangulaire
- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} . \end{array} \right\}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_a^{\text{ult}}}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{82110}{60050} = 1,37$$

$$\alpha = 0,038 \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

▪ **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_x)

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{\text{acc}} = -85,38 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right.$$

a- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{85,38 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,122 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A_{\text{acc}} = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{85380}{400 \times 0,936 \times 40,5} = 5,63 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,049 = 0,936$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,122}) = 0,16$$

$$A = 5,63 \text{ cm}^2$$

c- Choix des armatures :

$$A_t = \max (A_{cal} ; A_{\min(RPA)} ; A_{\min(BAEL)} ; A_{acc}) = \max (2,90 ; 6,75 ; 0,15 ; 5,63) = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$6T12 \longrightarrow A = 6,78 \text{ cm}^2$$

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

$$T_u^{max} = 105,19 \text{ KN}$$

h- Vérification de l'influence de l'effort tranchant a voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\alpha = 0,9 \times 40,5 = 36,45 \text{ cm}$$

$$T_u = 105190 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 100 = 729911,25 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

i- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d})$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times (105190 - \frac{82110}{0,9 \times 40,5}) \times 10^{-2} = 2,096 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2,79 \text{ cm}^2 \geq 2,096 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

c- Vérification si les armatures transversales son perpendiculaire à la ligne moyenne .

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 0,87 \text{ Mpa}$$

(Fissuration peu nuisible)

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 4 \text{Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\alpha = 90^\circ$$

d- Section et écartement des armatures transversales ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1\min} \right) .$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) = \min (1,29; 3; 1,2) = 1,2 \text{ cm} .$$

On prendre $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier Fe E 400

e- Choix des armatures :

$$4\phi_{10} \longrightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier)}$$

j- Espacement des armatures transversales :

• Selon(BAEL91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{k} = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\checkmark \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_t 28)} = \frac{3,14 \times 0,9 \times 400}{30 \times (0,069 - 0,3 \times 2,1)} = 67,17 \text{ cm}$$

$$\checkmark \delta_{t2} \leq \min (0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min (36,45; 40) = 36,45 \text{ cm}$$

$$\checkmark \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 30 \times 1} = 104,66 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 36,45 \text{ cm}$$

On prendre $\delta_t = 36 \text{ cm}$

• Selon (RPA99/Version 2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t2} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \varphi \right) = \min \left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2 \right) = 11,25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t4} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \\ \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \end{array} \right.$$

d- Vérification des armatures transversales :

- Zone nodale :

$$A'_t = 0,003 \times \delta_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

- Zone courante :

$$A'_t = 0,003 \times \delta_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

e- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_t \dots\dots\dots (\text{RPA99 / Version 2003})$$

Remarque :

Le principe de calcul utilisé ci-dessus à été appliqué à poutre secondaire. On donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Type des poutres		A _{min}		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement
		BAEL [cm ²]	RPA [cm ²]				
Poutres principales	Travée	1,31	6	3,3	6T12	6,78	48
	Appuis	1,31	6	6,2	6T12	6,78	48
Poutres secondaires	Travée	0,98	4,5	4,5	4T12	4,52	48
	Appuis	0,98	4,5	4,4	4T12	4,52	48

Tableau 23: tableau de ferrailage des poutres

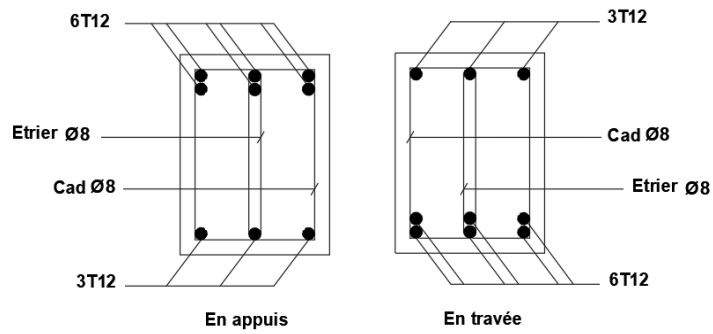


Figure 32 : ferrailage de poutre principale

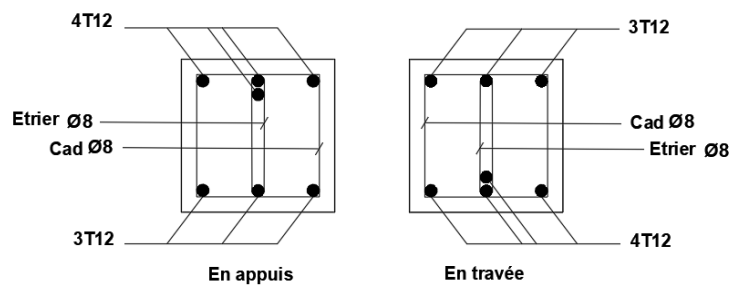


Figure 33: ferrailage de poutre secondaire

VI.3.Ferraillage des poteaux :

Définition :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de la super structure vers les fondations.

Les poteaux sont sollicités en flexion composée sous l'effet des actions verticales et horizontales; ils sont soumis à un effort normal (N) et un moment de flexion (M) dans le sens longitudinal et transversal.

- On a 4 types de poteaux:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Type 1 : } (50 \times 50) \\ \text{Type 2 : } (45 \times 45) \\ \text{Type 3 : } (40 \times 40) \\ \text{Type 4 : } (35 \times 35) \end{array} \right.$$

• **Ferraillage réglementaire :**

Le ferraillage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le [RPA99/Version 2003] et le [BAEL.91].

a- Armatures longitudinales :

1- Condition imposée par le [RPA99/Version2003] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

Avec un diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \emptyset$ en zone IIa [RPA99/V2003].

La distance verticale entre les barres dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

2- Condition imposée par le [BAEL91] :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8 \times (b+h)}{100} \right] \implies \text{pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h \implies \text{pour traction simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times h \implies \text{pour flexion simple.}$$

b- Les armatures transversales :

1- Condition imposée par le [RPA99/Version2003] :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- **Espacement entre les armatures transversales δ_t :**

Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\phi_t ; 15 \text{ cm }) \dots\dots \text{ zone IIa.}$$

Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_t \dots\dots\dots \text{ zone IIa.}$$

- **Section minimale des armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times \delta_t}$ en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 3%
- Si $\lambda_g < 5$: 3%
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes λ_g est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right)$$

a, b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur du flambement.

1- Condition imposée par le [BAEL91/A.8.1.3] :

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{lmax}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t \leq \min (15\phi_{1min} ; 40cm ; b + 10 cm)$$

Avec :

b : Plus petite dimension de la section transversales du poteau.

ϕ_{1min} : Plus petite diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

Les sollicitations des poteaux:

Les résultats sont donnés par logiciel de calcul et remplie dans les tableaux suivants :

Combinaison		Poteau (35 ; 35)	Poteau (40 ; 40)	Poteau (45 ; 45)	Poteau (50 ; 50)	
1,53G +1,5Q	Cas 1	N^{max} [KN]	254,44	532,32	833,01	1160,97
		M_y^{corr} [KN.m]	16,75	20,38	21,86	17,2
		M_z^{corr} [KN.m]	1,01	-2,13	-5,65	-15,21
G+Q + E 0,8G + E	Cas 2	N^{max} [KN.m]	216,64	335,77	539,72	655,19
		M_y^{corr} [KN]	25,19	35,10	69,58	111,10
		M_z^{corr} [KN.m]	5,86	38,56	78,12	130,04
	Cas 3	N^{max} [KN]	-93,41	193,51	312,42	-435,19
		M_y^{corr} [KN]	-18,35	-35,10	-69,58	-85,63
		M_z^{corr} [KN.m]	-15,92	-39,08	-79,33	-152,6
	Cas 4	N^{min} [KN.m]	-102,74	197,13	284,87	-435,19
		M_y^{corr} [KN]	-8,13	-25,28	-32,30	-85,63
		M_z^{corr} [KN.m]	-9,27	-88,06	-36,88	-152,6

Tableau 24: Récapitulatif des moments en [KN.m] et effort normal en[KN.].

Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	choix	A _{adopté}	Longueur de recouvrement
		RPA			
50 × 50	6,1	12,5	8T14	12,32	56
45 × 45	1,8	10,125	9T12	10,18	48
40 × 40	1,7	8	8T12	9,05	48
35 × 35	1,4	6,125	6T12	6,79	48

Tableau 25: Récapitulatif des ferrailages des poteaux

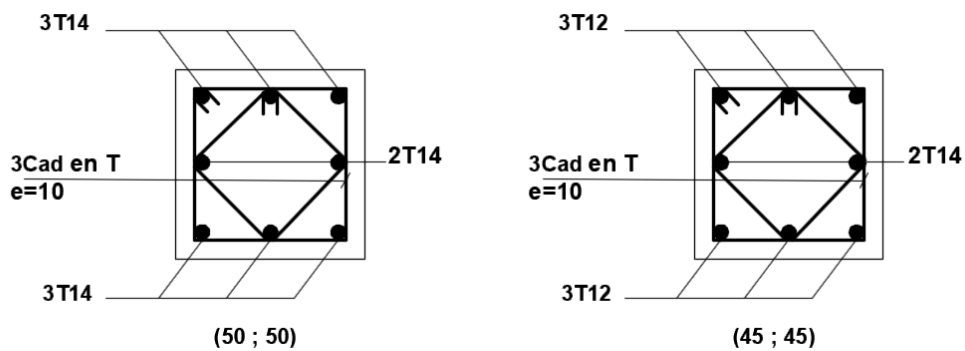


Figure 34: ferrailage des poteaux 40x40 ; 45x45

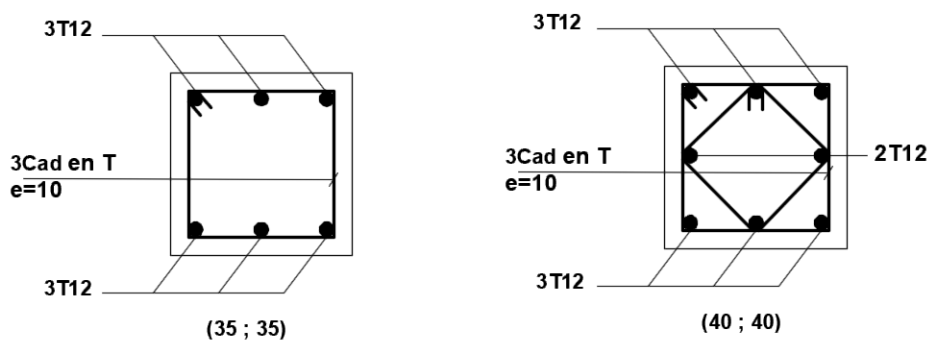


Figure 35: ferrailage des poteaux 35x35 ; 40x40

VI.4 Etude des voiles :

VI.4.1. Introduction :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- ❖ Structures auto stables
- ❖ Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI.4.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ❖ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ❖ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VI.4.3. Sollicitation de calcul :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ces sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35 G + 1,5 Q & \text{(E.L.U)} \\ G + Q & \text{(E.L.S)} \\ G + Q \pm E & \\ 0,8G \pm E & \end{array} \right.$$

VI.4.4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) : On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \alpha = \frac{0,85 \times f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie

On distingue 3 cas

1^{er} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

2^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si $A_v < A_{\min} = 0,15 \% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

Armatures horizontales :

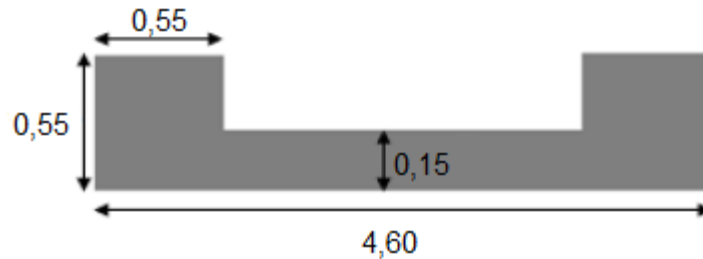
Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur,

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %.

Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.



Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire

VI.4.5. Exemple de calcul :

Notre choix a été porté sur le voile du RDC de l'axe A entre Fille 8 et 9 : voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques suivants : Les voiles les plus sollicités dans notre structure c'est le 166.

Longueur : $L = 3,35$ m

Epaisseur : $e_p = 0,15$ m

La section : $A = (3,35 - 0,55) \times 0,2 = 0,56$ m²

Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,36$ m⁴

1. Détermination des contraintes :

$N = 1182,4$ KN.

$M = 21,82$ KN.m.

$V = 2,71$ KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1182,4 \times 10^{-3}}{0,6} + \frac{(21,82 \times 2,71) \times 10^{-3}}{0,36} = 2,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1182,4 \times 10^{-3}}{0,6} - \frac{(21,82 \times 2,71) \times 10^{-3}}{0,36} = 1,81 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

2. Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$A_{\min} = 0,15 \% \times a \times L$

On calcule le ferraillement pour une bande de 1 mètre ($L = 1$ m)

$$A_{\min} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3. Le diamètre

$$D \leq 1/10 \times a$$

$$D \leq (1/10) \times 150 = 15 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

4. L'espacement

- **Selon le BAEL 91, on à**

$$S_t \leq \min \{2a; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

- **Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à**

$$S_t \leq \min \{1,5a; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Donc: $S_t \leq \min \{S_t \text{ BAEL}; S_t \text{ R.P.A99}\}$

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

On adopte un espacement égal à : 15 cm

Le diamètre des armatures verticales est de 7T12 soit : $A_{st} = 7,91 \text{ cm}^2$

5. Détermination des armatures horizontales

$$A_h = \frac{2}{3} A_v$$

Avec :

A_v : est la section des armatures verticales

$$A_h = \frac{2}{3} \times 12 = 8 \text{ mm}^2$$

On prend: $A_h = 10 \text{ mm}^2$

Soit : 7T10 de section $A_{st} = 5,5 \text{ cm}^2$

6. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \times l}$$

Avec :

$\bar{T} = 1,4T$ (l' effort tranchant de calcul majoré de 40%)

a : épaisseur du voile

l : longueur du voile

$$\text{Donc : } \tau_b = \frac{1,4 \times 0,81 \times 10^{-3}}{0,15 \times 4,6} = 0,0016 \text{ MPa}$$

$$0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,0016 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7. Schéma de ferrailage

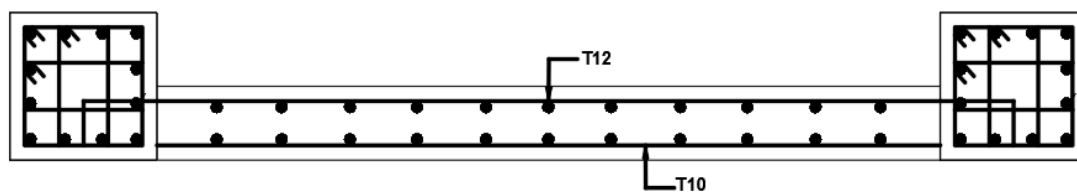


Figure 36: ferrailage de voile de contreventement

VII.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.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage construire
- Les caractéristiques du sol support
- La nature et l'homogénéité du bon sol
- La capacité portance de terrain de fondation
- La charge totale transmise au sol
- La raison économique
- La facilité de réalisation
- Le type de la structure.

VII.2. stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- ❖ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- ❖ Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser

le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VII.3. Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du soi d'assise qui est égal à 1,50 bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✓ Semelle filante
- ✓ Radier général
- ✓ Radier évidé

Le type de fondation préconisé pour notre structure est des semelles filantes, mais après le pré dimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour un radier général a fin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

Disposition du radier général :

- Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

- Charge admissible au sol :

La charge admissible au sol doit être la plus faible de celles qui résultant : de la considération des tassements maximaux ou des tassements différentiels compatible avec le bon comportement de l'ouvrage, de la résistance du sol au poinçonnement.

- Combinaison d'action à considérée :

Dans le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies pour les poteaux et les poutres.

- Sollicitations :

Les calculs des fondations sont effectués à (E.L.S) pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique s'effectue à (E.L.U).

VII.4. Pré-dimensionnement du radier général :

VII.4.1. La condition de coffrage :

La portée la plus grande entre axes des appuis $L_{\max} = 4,70$ m.

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Dalle : } h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{470}{20} = 23,5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_0 = 30 \text{ cm}$$

VII.4.2. Vérification de condition de non fragilité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi \cdot I_e}{2}$$

$$I_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton E = 32164200 KPa.

I : inertie de la section du radier.

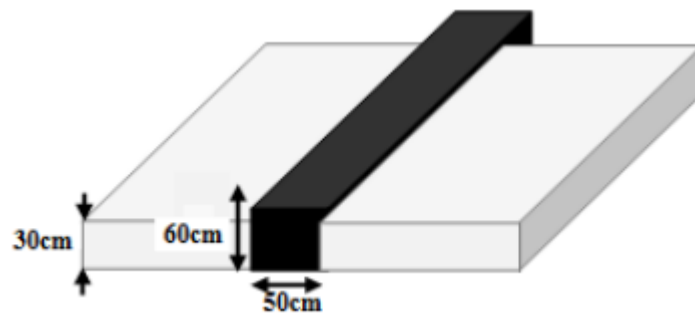
K : module de résistance du sol. (On un sol moyen donc K = 4×10³KN/m³).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}} = 0,14$$

On prend h_t = 60 cm

A partir des conditions précédentes on prend :



- La dalle
h_d = 30 cm
- La
nervure : (b × h)
= (50 × 60) cm²

Figure 37: Dimensions du radier

VII.4.3. La surface du radier :

$$S_{rad} > \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

N : Effort transmis de la super structure + poids du radier + poids des terres.

Poids du radier :

$$P_{radier} = S_{structure} \times h_0 \times \gamma_b = 316,68 \times 0,3 \times 25 = 2375,1 \text{ KN}$$

Poids des terres :

$$P_{terres} = S_{structure} \times (D - h_t) \times \gamma_h = 316,68 \times (1,5 - 0,8) \times 19 = 4211,84 \text{ KN}$$

D : ancrage du radier

Alors :

$$N_u = 2375,1 + 4211,84 + 19579,2 = 26166,14 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{26,16614}{0,2} = 130,83 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 316,68 \text{ m}^2 > S_{radier} = 130,83 \text{ m}^2 \rightarrow S_{batiment} = S_{radier} = 316,68 \text{ m}^2$$

VI.4.4. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel ROBOT, "Elément plaque Sur sol élastique " on a obtenu les résultats suivants :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

	Combinaison	M ₁₁ [KN.m]	M ₁₂ [KN.m]
Appui	ELU	507	485
	ELS	406	394
Travée	ELU	322	206
	ELS	209	173

Tableau 26: Sollicitations du radier

VI.4.5. Calcul des armatures :

Le calcul se fait a la flexion simple avec une section de (1x 1) m² et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

La partie la plus sollicitée est la partie d'extrême de bâtiment.

En travée :

ELU :

- Ferrailage suivant L_x :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,6 = 0,45 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{322 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,072$$

$$\mu = 0,072 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow$$

Pivot A: donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3220}{0,96 \times 0,54 \times 348} = 17,85 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi et de 6T20 de section de 18,85 cm²

- Ferraillage suivant L_y :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,6 = 0,45 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{12}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{206 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow$$

Pivot A: Donc les ramatues comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$A_{st} = \frac{M_{12}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2060}{0,97 \times 0,54 \times 348} = 11,30 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de 6T16 de section 12,06 cm²

- Armatures minimales (min RPA)

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 100 \times 60 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq A_{st} \text{ calculé}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(6 \text{ cm}^2; 6,52) \dots \dots \dots CV$$

ELS :

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

Le moment maximum en travée : M_s = 209 KN.m

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{320}{209} = 1,53 \longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,515$$

0,064 < 0,515 → condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

Espacement : $S_t = 15$ cm

En appui :

ELU :

- Ferrailage suivant L_x :

$$d = 0,9 \times 0,6 = 0,54 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{507 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,122$$

$\mu = 0,122 < 0,392$ (Acier FeE400) → Pivot A : donc les armatures A' ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,16$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,94$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5070}{0,94 \times 0,54 \times 348} = 28,70 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de 6T25 de section 29,45 cm²

Espacement $S_t = 8$ cm

- Ferrailage suivant L_y :

$$d = 0,9 \times 0,6 = 0,54 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{12}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{485 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,12$$

$\mu = 0,12 < 0,392$ (Acier FeE400) → Pivot A : donc les armatures A' ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,16$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,94$$

$$A_{st} = \frac{M_{12}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4850}{0,94 \times 0,54 \times 348} = 27,46 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de 6T25 de section 29,45 cm²

- Armatures minimales (min RPA)

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 100 \times 60 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq A_{st \text{ calculé}}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(6 \text{ cm}^2; 6,52) \dots \dots \dots CV$$

ELS :

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

Le moment maximum en travée : $M_s = 406 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{507}{406} = 1,24 \longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37$$

$$\alpha = 0,16 < 0,37 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^-$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

Espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

VI.4.6. Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (A.5.1.2.1.1 CBA 93)}$$

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

Fissuration très nuisible

$$T_u = \frac{N_u}{S_{batiment}} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{26166,14}{316,68} \times \frac{4,7}{2} \times 1 = 194,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{194,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54} = 0,36 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement}$$

VI.4.7. Ferrailage transversale :

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

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

❖ Selon le CBA 93 (page 40)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ Avec } K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage} \\ S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \\ \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10}\right) \text{ page 49} \end{array} \right.$$

❖ Selon le RPA 99 (page 53)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1\right) \quad \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

ϕ_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales.

❖ Selon le CBA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,021 \text{ cm} \\ S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,01 \text{ cm} \\ \phi_t \leq \min(1,54 \text{ cm}; 2 \text{ cm}; 6 \text{ cm}) = 1,54 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003

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

On adopte $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(20 ; 15 \phi_1) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(20 ; 30) \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 8 \text{ cm}$

VII.4.8. Schéma de ferrailage:

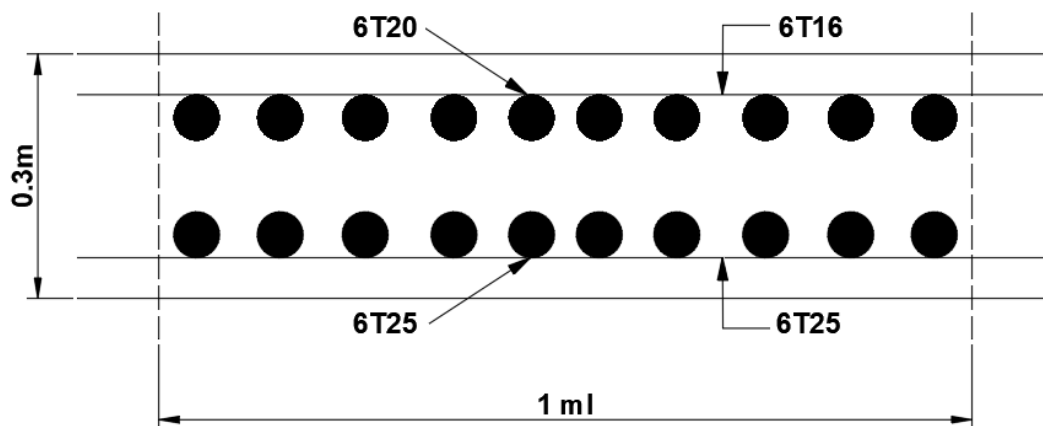


Figure 38: ferrailage du radier

VII.4.9. Les vérifications nécessaires du radier :

- Vérification au poinçonnement :

La condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_x \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : effort normal du poteau le plus sollicité [KN]

$$N_u = 1845,483 \text{ MN}$$

Q_u : charge de calcul du poteau

μ_x : Périmètre d'impact de la charge (m) : $\mu_x = 2 [2(a + b) + 2 h]$

a , b : dimensions du poteau (m)

h : épaisseur du radier

$$\mu_x = 2 [(0,55 + 0,55) + 2 \times 0,6] = 6,8 \text{ m}$$

$$Q_u = 0,045 \times 6,8 \times 0,6 \times 25 / 1.5 = 3,06 \text{ MN}$$

$$N_u = 1,84 \text{ MN} \leq Q_u = 3,06 \text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte du sol :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{Q_s}{A}$$

$$A = 316,68 \text{ m}^2 \text{ (surface du bâtiment)}$$

$$Q_s = 34469 \text{ KN (la somme de forces verticales)}$$

$$\sigma_b = 1,08 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ELS} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ELS} = K \times Z_{max}$$

Coefficient de BALLASTE K est estimé à $2\sigma_{sol}$ K= 30000KN/m3

Après la modélisation du radier par le ROBOT on a obtenu un déplacement maximum égale à $Z_{\max} = 2 \times 10^{-3} \text{m}$

$$\sigma_{\text{ELS}} = 30000 \times 2 \times 10^{-3} = 60 \text{ KN/m}^2 = 0,6 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Conclusion :

Après avoir fait toutes ces vérifications on récapitule que :

L'épaisseur du radier qu'on a choisi (0.6m) est suffisante

VII.5. Calcul du ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivant :

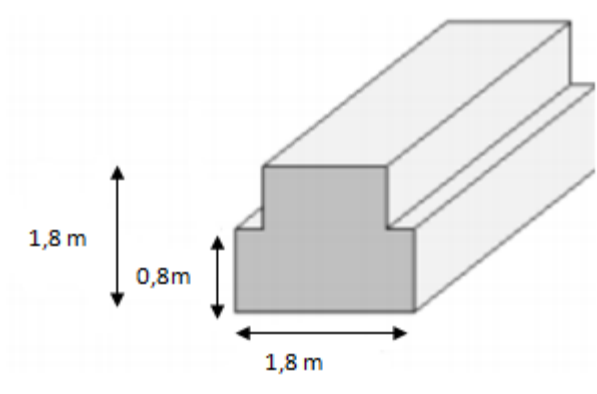


Figure 39: Dimensions de la nervure

VII.5.1. Ferrailage longitudinal :

En travée :

ELU :

Le moment maximum en travée $M_{t \max} = 402,93 \text{ KN.m}$

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times (d - h_0/2).$$

On a : $b = 0,80 \text{ m}$; $h_0 = 0,80 \text{ m}$; $d = 0,9 \times h = 1,62 \text{ m}$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$M_t = 0,80 \times 0,8 \times 14,17 \times (1,62 - 0,80/2) = 11,06 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{402,93 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,80 \times 1,62^2} = 0,013 < \mu_L = 0,187 \rightarrow$ Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4029,3}{348 \times 0,99 \times 1,62} = 7,23 \text{ cm}^2$$

Le choix : « $A_{st} \rightarrow 4T16$ » de section 8,04 cm²

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1,4 \text{ cm}^2; 1,7 \text{ cm}^2)$$

Donc : 7,23 cm² > 1,7 cm² CV

En appui :

Le moment maximum en appui $M_{t \max} = 440,35 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{440,35 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,80 \times 1,62^2} = 0,021 < \mu_L = 0,187 \rightarrow$$

donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{440,35}{348 \times 0,99 \times 1,62} = 7,9 \text{ cm}^2$$

Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 4T16$ » de section 8,04 cm²/ml

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b_0 \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(6,91 \text{ cm}^2; 4,18 \text{ cm}^2)$$

Donc : $7,9 \text{ cm}^2 > 6,91 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ CV

ELS :

Moment en travée : $M_{t \text{ max}} = 324,83 \text{ KN.m}$

Flexion simple
Section rectangulaire sans A'
Acier FeE400

} $\rightarrow \alpha \leq? \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

Avec :

$$\gamma = 1,24$$

$$\alpha = 0,017 \leq \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,370 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$
Fissuration peu nuisible

} Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.
(aucune vérification pour σ_s)

Le moment en appui : $M_{a \text{ max}} = 245.36 \text{ KN.m}$

Flexion simple
Section rectangulaire sans A'
Acier FeE400

} $\rightarrow \alpha \leq? \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

Avec :

$$\gamma = 1,794$$

$$\alpha = 0,027 \leq \frac{1,794-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,647 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$
Fissuration peu nuisible

} Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.
(aucune vérification pour σ_s)

VII.5.2. Ferrailage transversale :

❖ Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{337,34 \times 10^{-3}}{0,55 \times 1,62} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement}$$

❖ Calcul des diamètres des armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \emptyset ; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\emptyset_i = 1,4 \text{ cm}$ (diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres).

$$\Rightarrow \emptyset_i \leq \min\left(\frac{180}{35} ; 1,4 ; \frac{55}{10}\right) \text{ cm} \rightarrow \emptyset_i \leq 1,4 \text{ cm}$$

Alors on adopte un choix de : $\emptyset 10$

❖ Calcul de l'espacement :

Vérification RPA :

- Dans la zone nodale : $S \leq \min (h/ 4 ; 12\emptyset_1 ; 30)\text{cm}$
- Dans la zone courante : $S' \leq h/ 2$

\emptyset_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée

Alors :

$$S \leq \min (180/4 ; 12 \times 1,4 ; 30)\text{cm} = 16,8\text{cm} \quad S = 15\text{cm}$$

$$S' \leq 180/2 = 90\text{cm} \rightarrow S' = 20\text{cm}$$

Au terme de notre mémoire de fin d'étude nous tenons à indiquer que ce modeste travail, nous a beaucoup aidé de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et des certains méthodes.

De ce fait, il constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter. Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Sommaire

Introduction générale :	Error! Bookmark not defined.
Chapitre I:	
I.1.Présentation de l'ouvrage :	Error! Bookmark not defined.
I.2.Caractéristiques géométriques :	Error! Bookmark not defined.
I.3.Description technique du bâtiment :	Error! Bookmark not defined.
I.3.1.Structure principale :	Error! Bookmark not defined.
I.3.2. Structure secondaire :	Error! Bookmark not defined.
I.3.3. Maçonneries :	Error! Bookmark not defined.
I.3.4.Revêtements :	Error! Bookmark not defined.
I.3.5.Isolation :	Error! Bookmark not defined.
I.3.6.Fondations :	Error! Bookmark not defined.
I.3.7.Type de coffrage :	Error! Bookmark not defined.
I.4.Données de base :	Error! Bookmark not defined.
I.4.1.Règlements utilisés :	Error! Bookmark not defined.
I.5.Caractéristiques des matériaux :	Error! Bookmark not defined.
I.5.1. Béton :	Error! Bookmark not defined.
I.5.1.1 Ciment :	Error! Bookmark not defined.
I.5.1.2. Granulats :	Error! Bookmark not defined.
I.5.1.3. L'eau de gâchage :	Error! Bookmark not defined.
I.5.1.4.Les adjuvants :	Error! Bookmark not defined.
I.5.2.Les caractéristiques physiques :	Error! Bookmark not defined.
I.5.2.1.La masse volumique :	Error! Bookmark not defined.
I.5.2.2.Coefficient de dilatation :	Error! Bookmark not defined.
I.5.2.3.Retrait :	Error! Bookmark not defined.
I.5.2.4.Fluage :	Error! Bookmark not defined.
I.5.3.Les caractéristiques mécaniques :	Error! Bookmark not defined.
I.5.3.1.La résistance à la compression :	Error! Bookmark not defined.
I.5.3.2.La résistance à la traction :	Error! Bookmark not defined.
I.5.3.3.Déformation longitudinale instantanée et différée du béton : ..	Error! Bookmark not defined.
I.5.3.4.Coefficient de poisson :	Error! Bookmark not defined.
I.6. L'acier :	Error! Bookmark not defined.

- I.6.1. Contrainte limite de l'acier : **Error! Bookmark not defined.**
- I.6.2. Contrainte admissible de l'acier : **Error! Bookmark not defined.**
- I.7. Hypothèse de calcul : **Error! Bookmark not defined.**

Chapitre II:

- II.1. Introduction : **Error! Bookmark not defined.**
- II.2. Pré-dimensionnement des planchers : **Error! Bookmark not defined.**
 - II.2.1. Les dalles pleines : **Error! Bookmark not defined.**
 - II.2.2. Pré-dimensionnement des planchers en corps creux :. **Error! Bookmark not defined.**
 - II.2.3. Pré-dimensionnement des poutrelles : **Error! Bookmark not defined.**
- II.3. Pré-dimensionnement des escaliers : **Error! Bookmark not defined.**
- II.4. Pré-dimensionnement des cloisons intérieures : **Error! Bookmark not defined.**
- II.5. Pré-dimensionnement de l'acrotère : **Error! Bookmark not defined.**
- II.6. Descente des charges: **Error! Bookmark not defined.**
 - II.6.1. Plancher terrasse inaccessible : **Error! Bookmark not defined.**
 - II.6.2. Plancher étage courant : **Error! Bookmark not defined.**
 - II.6.3. Escalier : **Error! Bookmark not defined.**
- II.7. Pré-dimensionnement des poutres : **Error! Bookmark not defined.**
 - II.7.1. Introduction : **Error! Bookmark not defined.**
 - II.7.2. Pré-dimensionnement des poutres principales : **Error! Bookmark not defined.**
 - II.7.3. Pré-dimensionnement des poutres secondaires : **Error! Bookmark not defined.**
- II.8. Pré-dimensionnement des poteaux : **Error! Bookmark not defined.**
- II.1.8. Pré-dimensionnement des voiles **Error! Bookmark not defined.**

Chapitre III:

- III.1. Introduction : **Error! Bookmark not defined.**
- III.2. Plancher à corps creux : **Error! Bookmark not defined.**
 - III.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles : **Error! Bookmark not defined.**
 - III.2.2. Etude de la dalle de compression : **Error! Bookmark not defined.**
 - III.2.3. Etude des poutrelles : **Error! Bookmark not defined.**
 - III.2.4. Type des poutrelles: **Error! Bookmark not defined.**
 - III.2.5. Détermination des sollicitations des poutrelles : **Error! Bookmark not defined.**
 - III.2.5.1. Condition d'application de la méthode forfaitaire :. **Error! Bookmark not defined.**
 - III.2.5.2. Méthode de Caquot : **Error! Bookmark not defined.**
 - III.2.5.3. Méthode de Caquot minoré : **Error! Bookmark not defined.**
 - III.2.5.4. Exemple de calcul des sollicitations : **Error! Bookmark not defined.**

III.3. Ferrailage de la dalle de compression : **Error! Bookmark not defined.**

III.4. Détermination des armatures : **Error! Bookmark not defined.**

Chapitre IV:

IV.1. Etude des escaliers : **Error! Bookmark not defined.**

IV.1.2. Introduction : **Error! Bookmark not defined.**

IV.1.3. Combinaison des charges : **Error! Bookmark not defined.**

IV.1.4. Calcul des moments fléchissant : **Error! Bookmark not defined.**

IV.2. Calcul du ferrailage: **Error! Bookmark not defined.**

IV.1.6. Ferrailage de la poutre palière : **Error! Bookmark not defined.**

IV.2.2. Calcul de ferrailage: **Error! Bookmark not defined.**

IV.3. Etude de l'acrotère : **Error! Bookmark not defined.**

IV.3.1. Calcul des sollicitations : **Error! Bookmark not defined.**

IV.3.2. Ferrailage de l'acrotère : **Error! Bookmark not defined.**

IV.4. Etude du balcon : **Error! Bookmark not defined.**

IV.4.1. Introduction : **Error! Bookmark not defined.**

IV.4.2. Calcul de la Ferrailage : **Error! Bookmark not defined.**

IV.4.3 Détermination des contraintes : **Error! Bookmark not defined.**

Chapitre V:

V.1. Introduction : **Error! Bookmark not defined.**

V.2. Objectif de l'étude dynamique : **Error! Bookmark not defined.**

V.3. Choix de la méthode de calcul : **Error! Bookmark not defined.**

V.3.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente :... **Error! Bookmark not defined.**

V.3.2. Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale : **Error! Bookmark not defined.**

V.3.3. Condition d'application de la méthode d'analyse dynamique :.. **Error! Bookmark not defined.**

V.4. Présentation du logiciel : **Error! Bookmark not defined.**

V.5. Etapes de modélisation : **Error! Bookmark not defined.**

V.6. Calcul de la force sismique V statique : **Error! Bookmark not defined.**

V.7. Justification vis-à-vis de l'effet P - Δ : [RPA99(version 2003) /A.5.9]. **Error! Bookmark not defined.**

V.8. Conclusion : **Error! Bookmark not defined.**

Chapitre VI:

VI.1.Chargement des portiques :	Error! Bookmark not defined.
VI.1.1.Introduction :	Error! Bookmark not defined.
VI.1.2. Combinaisons fondamentales ou bien durable et transitoires :	Error! Bookmark not defined.
defined.	
VI.2.Ferraillage des portiques :	Error! Bookmark not defined.
VI.2.1.Ferraillage des poutres :	Error! Bookmark not defined.
VI.2.1.1.Exemple de calcul :	Error! Bookmark not defined.
VI.3.Ferraillage des poteaux :	Error! Bookmark not defined.
VI.4 Etude des voiles :	Error! Bookmark not defined.
VI.4.1. Introduction :	Error! Bookmark not defined.
VI.4.2. Rôle de contreventement :	Error! Bookmark not defined.
VI.4.3. Sollicitation de calcul :	Error! Bookmark not defined.
VI.4.4. La méthode de calcul :	Error! Bookmark not defined.
VI.4.5. Exemple de calcul :	Error! Bookmark not defined.
Chapitre VII:	
VII.1. Introduction :	Error! Bookmark not defined.
VII.2. stabilité des fondations :	Error! Bookmark not defined.
VII.3. Choix de type de fondation :	Error! Bookmark not defined.
VII.4. Pré-dimensionnement du radier général :	Error! Bookmark not defined.
VII.4.1. La condition de coffrage :	Error! Bookmark not defined.
VII.4.2. Vérification de condition de non fragilité :	Error! Bookmark not defined.
VII.4.3. La surface du radier :	Error! Bookmark not defined.
VII.4.4. Les différentes sollicitations :	Error! Bookmark not defined.
VII.4.5. Calcul des armatures :	Error! Bookmark not defined.
VII.4.6. Vérification de l'effort tranchant :	Error! Bookmark not defined.
VII.4.7. Ferraillage transversale :	Error! Bookmark not defined.
VII.4.9. Les vérifications nécessaires du radier :	Error! Bookmark not defined.
VII.5. Calcul du ferraillage de la nervure :	Error! Bookmark not defined.
VII.5.1. Ferraillage longitudinal :	Error! Bookmark not defined.
VII.5.2. Ferraillage transversale :	Error! Bookmark not defined.

Liste des tableaux :

Tableau 1: matériaux de construction	Error! Bookmark not defined.
Tableau 2: les différents adjuvants	Error! Bookmark not defined.
Tableau 3: Quelques valeurs de fc28 et ft28	Error! Bookmark not defined.
Tableau 4: Les différents types d'acier.....	Error! Bookmark not defined.
Tableau 5: Charges appliquées sur la dalle pleine de la cage d'escalier ...	Error! Bookmark not defined.
Tableau 6: Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon	Error! Bookmark not defined.
Tableau 7: Charges du plancher terrasse	Error! Bookmark not defined.
Tableau 8: charges d'étage courant.....	Error! Bookmark not defined.
Tableau 9: charges du palier.....	Error! Bookmark not defined.
Tableau 10: charges du paillasse	Error! Bookmark not defined.
Tableau 11: tableau récapitulatif de la dégressions des charges	Error! Bookmark not defined.
Tableau 12: tableau récapitulatif de vérification des conditions RPA 99/ Version 2003 ..	Error! Bookmark not defined.
Tableau 13: Charges linéaires sur les poutrelles à l'ELU et l'ELS	Error! Bookmark not defined.
Tableau 14: Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles..	Error! Bookmark not defined.
Tableau 15: Les valeurs des efforts maximums	Error! Bookmark not defined.
Tableau 16: Ferrailage de la poutrelle.....	Error! Bookmark not defined.
Tableau 17: combinaison des charges de l'escalier.	Error! Bookmark not defined.
Tableau 18: Ferrailage du Balcon.	Error! Bookmark not defined.
Tableau 19: Valeurs des pénalités Pq.....	Error! Bookmark not defined.
Tableau 20: La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée ...	Error! Bookmark not defined.
Tableau 21: Récapitulatif pour la vérification de l'effet P- Δ	Error! Bookmark not defined.
Tableau 22: Récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m]et efforts tranchants	Error! Bookmark not defined.
Tableau 23: tableau de ferrailage des poutres	Error! Bookmark not defined.
Tableau 24: Récapitulatif des moments en [KN.m] et effort normal en[KN.].	Error! Bookmark not defined.
Tableau 25: Récapitulatif des ferrailages des poteaux.....	Error! Bookmark not defined.
Tableau 26: Sollicitations du radier	Error! Bookmark not defined.

Liste des figures :

Figure 1:Vue en plan de bâtiment.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 2: Granulats	Error! Bookmark not defined.
Figure 3: Diagramme déformation-contrainte réel de l'acier	Error! Bookmark not defined.
Figure 4: Diagramme contrainte-déformation	Error! Bookmark not defined.
Figure 5: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 6: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 7: Dimension de section en T	Error! Bookmark not defined.
Figure 8: éléments d'escalier	Error! Bookmark not defined.
Figure 9: Coupe de mur extérieur	Error! Bookmark not defined.
Figure 10: Coupe du mur extérieur	Error! Bookmark not defined.
Figure 11: Dessin de l'acrotère	Error! Bookmark not defined.
Figure 12: Section d'une poutre	Error! Bookmark not defined.
Figure 13: La section réduite du poteau.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 14:Coupe de voile en élévation.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 15: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 16: Dimensions d'une poutrelle	Error! Bookmark not defined.
Figure 17: Schéma d'une poutrelle	Error! Bookmark not defined.
Figure 18: Schéma exemple de calcul de la poutrelle.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 19 : ferrailage de poutrelle.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 20: Vue en plan d'un escalier	Error! Bookmark not defined.
Figure 21: Eléments d'un escalier	Error! Bookmark not defined.
Figure 22 : combinaison des charges de l'escalier	Error! Bookmark not defined.
Figure 23: Schéma statique de la poutre palière	Error! Bookmark not defined.
Figure 24: Section de poutre palière.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 25: Ferrailage de la poutre palière	Error! Bookmark not defined.
Figure 26: Section des calculs	Error! Bookmark not defined.
Figure 27: Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.	Error! Bookmark not defined.
Figure 28: Ferrailage de l'acrotère	Error! Bookmark not defined.
Figure 29: Dimensions du balcon	Error! Bookmark not defined.

Figure 30:Schéma de ferrailage	Error! Bookmark not defined.
Figure 31: interface du robot.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 32 : ferrailage de poutre principale	Error! Bookmark not defined.
Figure 33: ferrailage de poutre secondaire	Error! Bookmark not defined.
Figure 34: ferrailage des poteaux 40x40 ; 45x45	Error! Bookmark not defined.
Figure 35: ferrailage des poteaux 35x35 ; 40x40	Error! Bookmark not defined.
Figure 36: ferrailage de voile de contreventement	Error! Bookmark not defined.
Figure 37: Dimensions du radier.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 38: ferrailage du radier	Error! Bookmark not defined.
Figure 39: Dimensions de la nervure	Error! Bookmark not defined.

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.

- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- St : Espacement.
- λ : Elancement
- e : Epaisseur.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- f : Flèche admissible
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.

- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène