

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Saad Dahleb Blida 1



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : matériaux en Génie civil

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT MULTIFONCTIONNEL EN
BETON ARME (R+8+ 2 SSOL)
CONTREVENTE PAR PORTIQUES ET VOILES**

Réalisé par :

Aissani Asma

Encadrée par :

M^{me} Bentlamcen

PROMOTION : 2024 - 2025

Remerciements

Avant tout je tiens à remercier ***Dieu*** de m'avoir guidée et accordée sa sauvegarde pour mener à terme ce modeste travail.

Je tiens à remercier également mes ***parents*** pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à mon égard tout le long de mon cursus universitaire.

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidée à élaborer ce travail et en particulier

notre promotrice ***M^{me} Bentlamcen*** pour son aide et pour sa disponibilité permanente et ses orientations précieuses tout le long de ce projet.

Je remercie également les membres de jury qui me feront l'honneur d'examiner et de juger ce travail.

Mes remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université Saad Dahlab de Blida et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous mes amis pour leur aide et leur encouragement.

Dédicace

Avant tout je remercie *Dieu* le tout puissant de m'avoir donnée la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours.

Je dédie ce modeste travail à mes très *chers parents* qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœur *SOUMIA, ABIR AIDA*.

A mon chère frère *RAMADHANE*

A mon cher mari *WALID*

A mes chères enfants *meriem, imad eddine*

A mes enseignants, particulièrement *M^{me} Bentlamcen* pour l'aide et le temps qu'elle nous a consacrés.

AISSANI.ASMA

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي+ 8 طوابق + 2 طابق سفلي. يتم انجازها بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة عارضات، أعمدة وجدران خرسانية مسلحة. دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج.

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifié 99)

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة , أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا.

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation de R+8 étages+2 s/ sol qui sera implantée dans la wilaya de blida , classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel . Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs, à savoir BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003. Le ferraillage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferraillage , alors que celui des voiles a été fait manuellement. La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential use of R+8 floors +2 underground which will be located in Algeria, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software . The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003. Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software while the shell element was done manually. The foundation system is consisted by rib raft foundation

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$: Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- $\bar{q}$: Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.

- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.

- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

- σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- 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.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.

- $\bar{f}$: Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.

- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- 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.
- S_c : Tassement oenométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- 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.

Parmi tout les phénomènes naturels qu'on connaît on trouve les séismes, se sont des secousses sismiques imprévisibles et d'une puissance variable qui constitue un danger pour l'humanité et qui sont capable de produire des dégâts matériels in considérables surtout sur les structures, et l'Algérie n'est pas à l'abri d'un tel phénomène, et la seule solution envisageable dans ce cas c'est la construction parasismique.

Avec l'ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre l'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure, sans oublier l'aspect économique, esthétique et l'usage, et en prenant en considération les différents règlements de la conception.

Dans cette étude, nous avons procédé au calcul résidence multifonctionnelle en béton armé implanté en zone III de forte sismicité, comportant un RDC et 8 étages plus une terrasse inaccessible et 2 sous-sol, basée sur les règles et les méthodes des règlements suivants : **BAEL91 modifié 99, RPA99 V 2003, CBA99** ce travail sera mené selon les étapes suivantes :

En premier lieu dans ce chapitre nous allons faire une présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour toute étude d'une structure, le pré dimensionnement des éléments (poteaux, poutres et voiles....) se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique ce qui est représenté dans le deuxième chapitre.

Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires tel que : l'acrotère ; les escaliers ; le plancher etc.

Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons à la modélisation de la structure en trois dimensions (3D) à l'aide de logiciel **ETABS18** et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on étudier ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants (poteau, poutres et voiles), à partir des résultats finaux obtenus par l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99V2003** et le **BAEL91 modifié 99**, qui sera le cinquième chapitre.

Enfin, nous allons effectuer une étude de fondation suivie d'une conclusion générale et par des références bibliographiques.

1. Introduction

Ce chapitre comporte des descriptions générales concernant notre étude, telle que les dimensions de l'ouvrage et les éléments composantes de ce dernier, la classification de l'ouvrage selon RPA 99 version 2003, ainsi que les matériaux utilisés et ces caractéristiques, et les différentes principales hypothèses de calcul en béton armé.

2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est une résidence multifonctionnelle qui regroupe, Logements d'habitations (RDC+8 + 2 ss) L'ouvrage sera implanté à **sidi M'hamed** dans la wilaya **Blida**, selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (zone III).

2.1 Caractéristique de l'ouvrage

Cette structure est composée de ;

- RDC et 2 sous-sols d'usage parking.
- 1ère étage jusqu'à au 8ème étages à usage d'habitation.

2.2. Caractéristiques géométriques

a. Dimensions en élévation

- Hauteur totale30.60 m
- Hauteur des sous-sol5.44 m
- Hauteur du rez de chaussée3.40 m
- Hauteur de l'étage courant..... 3.40m

b. Dimensions en plan

- Longueur totale..... L = 31.03 m
- Largeur totalL= 21.61 m

2.3. Ossature

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement destructures en portique par des voiles en béton armé suivant les deux sens selon le règlement parasismique algérien. [2]

2.4. Les Planchers

- Plancher en corps creux pour les l'étage courant.
- Plancher en dalle pleine pour le RDC et SS.

2.5.Escaliers

La structure comporte une seule cage d'escalier du sous-sol au 8^{ème} étage, l'escalier est constitué de 3 volées et de paliers.

2.6.Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double paroi en brique (15 cm et 10 cm d'épaisseur) séparée par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

2.7.Ascenseurs

La structure comporte une cage d'ascenseur du sous-sol jusqu'au 8^{ème} étage.

Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La catégorie de site S3 : site meuble.

2.8.Définition des matériaux

2.8.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

a. Ciment :

Le CEMIIb 42,5 est le liant le plus couramment utilisé actuellement.

b. Béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

c. Granulats :

- Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm
- Gravier de dimension ($3 \leq D_g \leq 25$) mm

d. Eau de gâchage :

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

2.8.2 Résistance du béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge. [1]

a. Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200 cm² de section et ayant une hauteur double de leur diamètre.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j + 1)$$

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

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

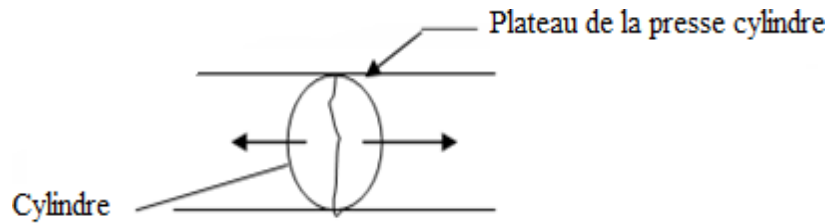


Figure I.1 : Essai Brésilien.

Traction par flexion :

à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

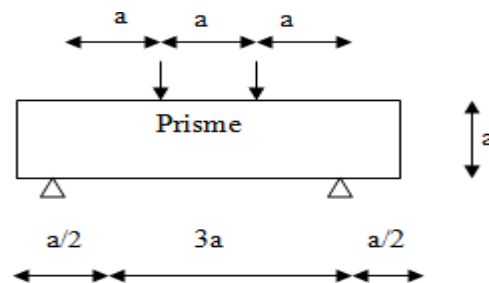


Figure. I.2 : Résistance du béton à la traction.

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}(\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA donc } f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

- Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} (\text{MPa}) \quad [1]$

D'ou : $E_{i28} = 11000 \text{ MPa}$.

- **Module d'élasticité différée « E_{vj} » :**

Les déformations différées tiennent compte de retrait et du fluage, à défaut de mesures, on admet que sous contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) [1]

D'ou : $E_{v28} = 10818.9 \text{ MPa}$

c. Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- E.L.U : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

d. Les contraintes limites de calcul [1] :

- **États Limites Ultime (ELU) :**

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad [1]$$

Avec :

Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à : [1]

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{..... Situation durable.} \\ 1,15 & \text{..... Situation accidentelle.} \end{cases}$$

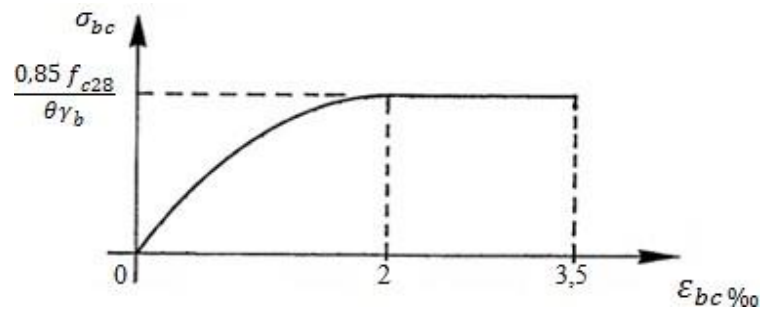


Figure I. 3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

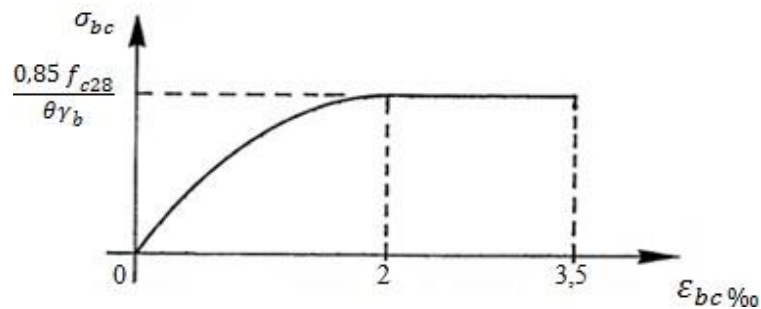


Figure I. 4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU

Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement τ_u est limitée par :

$\tau_u = \min \{0,2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}\} = 4\text{MPa}$, dans le cas d'une fissuration peu nuisible ;

$\tau_u = \min \{0,15f_{c28}/\gamma_b; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa}$, dans le cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

➤ États Limites de Service (ELS) :

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

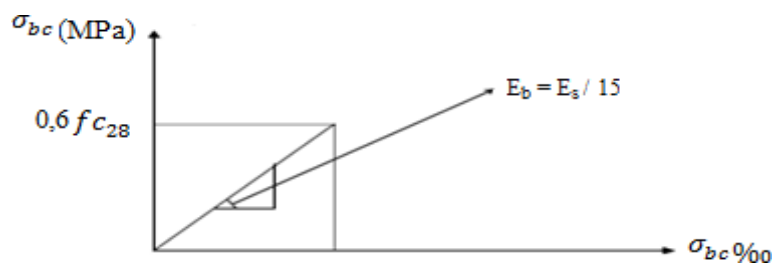


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS. [1]

2.8.3 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a. Limite d'élasticité

-les ronds lisses (R.L) : FeE24 ($f_e = 235 \text{ MPa}$)

-barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 400 \text{ MPa}$

-treillis soudés (TS) : $f_e = 520 \text{ MPa}$

a. Contrainte limite de l'acier

➤ État Limite Ultime (ELU)

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant :

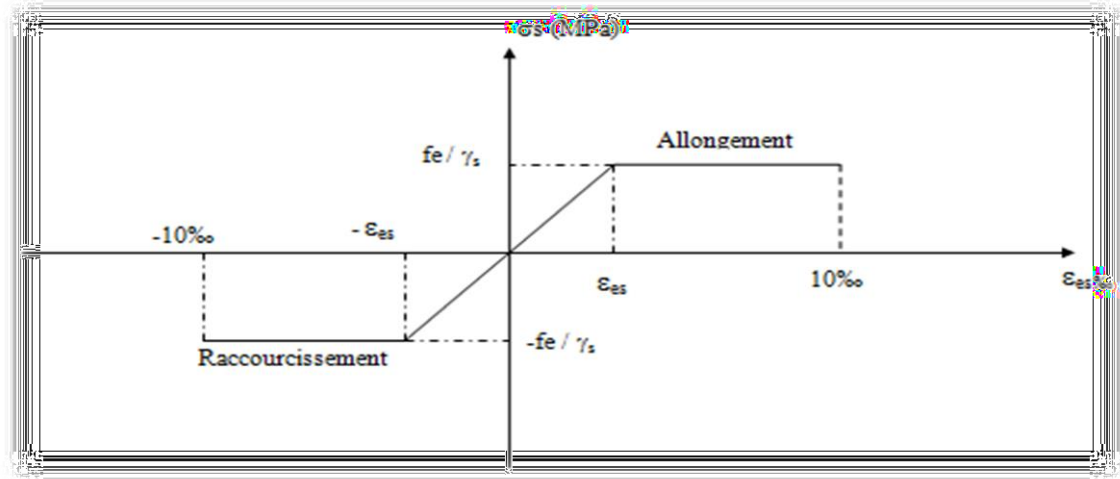


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier. [1]

Avec :

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L} \quad \varepsilon_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable.} \\ 1,00 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2,1.10^5$

MPa. ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \Delta L/L$

➤ **État Limite Service (ELS) :**

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e, 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right)$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8 \zeta_s = 0,8 \times \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e, 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right)$ η = Coefficient de fissuration tel que : $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.
 $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELS :**

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b \qquad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et : $\eta = \frac{E_s}{E_b}$

➤ Caractéristiques du sol d'assise**=15**

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue par les investigations géotechniques est de 2,0 bars.

1-Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux nous verrons dans le présent chapitre le pré dimensionnement qui a pour but d'estimer approximativement les dimensions des différents éléments constituant notre structure en fonction des différentes charges agissants sur cette dernière et qui sont corrigés éventuellement au moment de l'étude, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire des règlements en vigueur, notamment le « **RPA99version 2003** », recommandant ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

2- Pré dimensionnement des éléments résistant :**2-1-Planchers en corps creux (étage courant) :**

Le pré-dimensionnement ce fait à partir de la condition de rigidité :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = 680 \text{ cm} \longrightarrow h_t \geq \frac{680}{22,5} = 30.22 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(20+5) = 25cm.**

2-2-Planchers à dalle pleine(RDC et Sous Sol):

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

➤ **Résistance au feu**

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu..

➤ **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L_x : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$L_x = 6.80 \text{ m}$

La dalle repose sur quatre appuis

$$680/50 \leq e \leq 680/40$$

On aura donc : $13.6 \leq e \leq 17$ (cm).

e=15cm

3-Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

3-1-Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse (corps creux).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Plancher (20+5)	0,20+0,05	-	4
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				7,53
Charges d'exploitation Q				1

3-2-Plancher de l'étage courant :

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher courant (corps creux).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Cloisons de distribution	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher (20+5)	0,20+0,05	-	4
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,54
Charges d'exploitation Q				1,5

3-3- Plancher de RDC :

Tableau II.3 : Charge permanente RDC .

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Cloisons de distribution	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Plancher	0,16	-	4
6	Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
Charge permanente G				6,40
Charges d'exploitation Q				2,5

3-4- Plancher SOUS SOL :

Tableau II.4 : Charge permanente du SOUS SOL .

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Cloisons de distribution	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Plancher	0,16	-	4
6	Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
Charge permanente G				6,40
Charges d'exploitation Q				2,5

3-5-Balcon :

Tableau II.5: Charge permanente du balcon.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,16	25	4
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				5,52
Charges d'exploitation Q				3,5

3-6-Maçonnerie :**Tableau II.6:** Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Ame d'air	0,05	-	0
4	Brique creuse	0,15	9	1,35
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				2,81

3-7- Garde corps :**Tableau II.7:**

N°	Composants	Poids surfacique (KN/m²)
1	Maçonnerie simple	0,90
2	Enduit en ciment	0,72
Charge permanente G		1,62

4-Pré dimensionnement des poutres :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

4-1-Les poutres :

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

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

- La longueur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée maximale de la poutre

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

□ **Selon le R.P.A 99 (version2003)**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

- **Poutres Principales** : $L_{\max} = 688 \text{ cm}$

Selon BAEL91

$$\frac{688}{15} \leq h \leq \frac{688}{10}$$

D'où : $45.87 \leq h \leq 68.8$ on prend **$h = 60 \text{ cm}$**

$$0,3 \times 60 \leq b \leq 0,7 \times 60$$

D'où : $18 \leq b \leq 42$ on prend **$b = 30 \text{ cm}$**

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 60 \text{ cm}^2$**

- Vérification selon le RPA99

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

$$h = 60 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

$$\frac{h}{b} = 2 < 4$$

condition de rigidité :

$$\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) = \left(\frac{60}{688}\right) = 0.0872 > 0.0625 \text{ verifiee}$$

.

□ **Poutre secondaires :**

$$L_{\max} = 680 \text{ cm}$$

$$\frac{680}{15} \leq h \leq \frac{680}{10}$$

$$45,33 \text{ cm} \leq h \leq 68 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$15 \leq b \leq 35 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : $b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}^2$

❖ Vérification selon le RPA99

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

$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

$$h/b = 1,67 < 4$$

Conclusion :

Les dimensions finales des poutres sont :

Les poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 60) \text{ cm}^2$.

Les poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$.

4-2-Les poteaux :

a.Principe :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, deux poteaux de rive, Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b.Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le "RPA99 version 2003" .

- Vérification du critère de l'effort normal réduit.

c. Loi de dégression :

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

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Donnée par [DTR B.C.2.2] [3].

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs .

Tableau II.8. Dégression des surcharges

Niveau du plancher	Surcharge	Charge cumulée	Σ (KN/m²)
terrasse	Q ₀ = 1	ΣQ = Q ₀	1
P9	Q ₁ = 1.5	Q ₀ + Q ₁	2.5
P8	Q ₂ = 1.5	Q ₀ + Q ₁ + 0.9Q ₂	3.85
P7	Q ₃ = 1.5	Q ₀ + Q ₁ + 0.9Q ₂ + 0.8Q ₃	5.05
P6	Q ₄ = 1.5	Q ₀ + Q ₁ + 0.9Q ₂ + 0.8Q ₃ + 0.7Q ₄	6.1
p5	Q ₅ = 1.5	Q ₀ + Q ₁ + 0.9Q ₂ + 0.8Q ₃ + 0.7Q ₄ + 0.6Q ₅	7
P4	Q ₆ = 1.5	Q ₀ + Q ₁ + 0.9Q ₂ + 0.8Q ₃ + 0.7Q ₄ + 0.6Q ₅ + 0.5Q ₆	7.75
P3	Q ₇ = 1.5	Q ₀ + Q ₁ + 0.9Q ₂ + 0.8Q ₃ + 0.7Q ₄ + 0.6Q ₅ + 0.5Q ₆ + 0.5Q ₇	8.5
P2	Q ₈ = 1.5	Q ₀ + Q ₁ + 0.9Q ₂ + 0.8Q ₃ + 0.7Q ₄ + 0.6Q ₅ + 0.5Q ₆ + 0.5Q ₇ + 0.5Q ₈	9,25
P1	Q ₉ = 1.5	Q ₀ + Q ₁ + 0.9Q ₂ + 0.8Q ₃ + 0.7Q ₄ + 0.6Q ₅ + 0.5Q ₆ + 0.5Q ₇ + 0.5Q ₈ + 0.5Q ₉	10

P.RDC	Q ₁₀ =2.5	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄ +0.6Q ₅ +0.5Q ₆ +0.5Q ₇ +0.5Q ₈ +0.5Q ₉ +0.5Q ₁₀	11,25
P.SS1	Q ₁₁ =2.5	Q ₀ +Q ₁ +0.9Q ₂ +0.8Q ₃ +0.7Q ₄ +0.6Q ₅ +0.5Q ₆ +0.5Q ₇ +0.5Q ₈ +0.5Q ₉ +0.5Q ₁₀ +0.4Q ₁₁	12,25
P.SS2	Q ₁₂ =2.5	Q ₀ +0.58(Q ₁ +.....+ Q ₁₇)	13,75

□ Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q ;

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ)).

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

B : surface de la section du béton

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)... situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)... situation durable.

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

A_s : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique tel que :

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ cm}^2$$

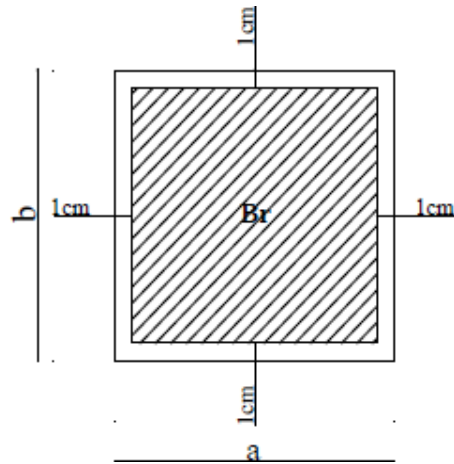


Figure II.1 : Section réduite du poteau

➤ Selon le « BAEI 91 modifié 99 »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

- $a = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ si $\lambda = 50$
- $a = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$ si $50 < \lambda < 100$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha} = 0,53 N_u$$

$$\alpha = \frac{f_{c28} + A_s f_e}{0,9 \gamma_b B \gamma_s}$$

➤ Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

Pour une zone sismique III

On doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} *Mi(a,b) \geq 30cm \\ *Min(a,b) \geq \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

he : hauteur d'étage.

□ Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont :

Poteau centrale ; Poteau de rive ; Poteau d'angle .

Poteau central : $S = 35,73 \text{ m}^2$

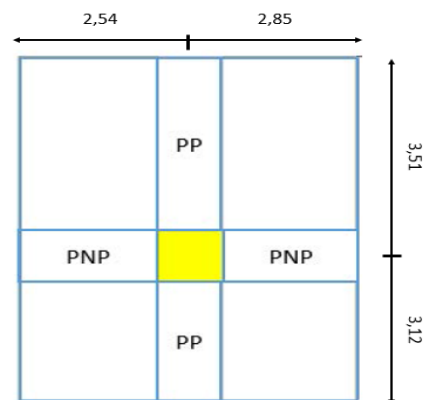


Figure II.2 : Section du poteau le plus sollicité.

Poids revenant au poteau du 9ème étage :

Poids du plancher terrasse..... $35,73 \times 7,53 = 269,05$ KN
 Poids des poutres porteuses $25 \times 0,3 \times 0,6 \times 6,63 = 29,83$ KN
 Poids des poutres non porteuses..... $25 \times 0,3 \times 0,5 \times 5,39 = 20,21$ KN

$$G = 319,09 \text{ KN}$$

Poids revenant au poteau du 8ème étage : $G_9 = G = 319,09 \text{ KN}$

Poids revenant au poteau du 8ème étage :

Poids du plancher courant $35,73 \times 6,54 = 233,67$ KN
 Poids des poutres porteuses $25 \times 0,3 \times 0,6 \times 6,63 = 29,83$ KN
 Poids des poutres non porteuses..... $25 \times 0,3 \times 0,5 \times 5,39 = 20,21$ KN

$$G = 283,71 \text{ KN}$$

Poids revenant au poteau du 8ème étage : $G_8 = G_9 + G = 602,80 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 7ème étage : $G_7 = G_8 + G = 886,51 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 6ème étage : $G_6 = G_7 + G = 1170,22 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 5ème étage : $G_5 = G_6 + G = 1453,93 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 4ème étage : $G_4 = G_5 + G = 1737,64 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 3ème étage : $G_3 = G_4 + G = 2021,35 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2ème étage : $G_2 = G_3 + G = 2305,06 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1er étage : $G_1 = G_2 + G = 2588,77 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC :

Poids du plancher courant $35,73 \times 6,40 = 228,67$ KN
 Poids des poutres porteuses $25 \times 0,3 \times 0,6 \times 6,63 = 29,83$ KN
 Poids des poutres non porteuses..... $25 \times 0,3 \times 0,5 \times 5,39 = 20,21$ KN

$$G = 278,71 \text{ KN}$$

Poids revenant au poteau du RDC : $Gr = G1 + G = 2867,48 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol 1: $G_{ss1} = Gr + G = 3146,19 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol 2: $G_{ss2} = G_{ss1} + G = 3424,9 \text{ kN}$

Tableau II.9 : Choix des sections de poteau central.

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm ²)	$a * b$ (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm)
Niveau 9	319,09	89,33	564,77	372,75	21,31	30*30	35*35
Niveau 8	602,80	137,56	1020,12	673,28	27,95	30*30	35*35
Niveau 7	886,51	180,44	1467,45	968,52	33,12	30*30	40*40
Niveau 6	1170,22	217,95	1906,72	1258,44	37,47	30*30	40*40
Niveau 5	1453,93	250,11	2337,97	1543,06	41,28	30*30	45*45
Niveau 4	1737,64	276,91	2761,18	1822,38	44,69	30*30	45*45
Niveau 3	2021,35	303,71	3184,39	2101,69	47,84	30*30	50*50
Niveau 2	2305,06	330,50	3607,58	2381	50,79	30*30	55*55
Niveau 1	2588,77	357,3	4030,79	2660,32	53,58	30*30	55*55
RDC	2867,48	401,96	4474,04	2952,87	56,34	30*30	60*60
SS1	3146,19	437,69	4903,89	3236,57	58,89	30*30	65*65
SS2	3424,9	491,29	5360,55	3537,96	61,48	30*30	65*65

Poteau de rive : $S = 9,32 \text{ m}^2$

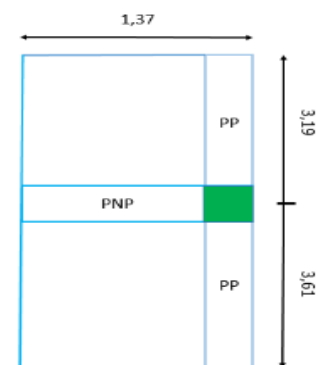


Figure II.3 : Section du poteau de rive.

Poids revenant au poteau du 9ème étage :

Poids du plancher terrasse.....	$9,32 \times 7,53 = 70,18$	KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0,3 \times 0,6 \times 6,8 = 30,6$	KN
Poids des poutres non porteuses.....	$25 \times 0,3 \times 0,5 \times 1,37 = 5,14$	KN
Poids de l'acrotère.....	$2,157 \times 6,8 = 14,66$	KN
		G= 120,58 KN

Poids revenant au poteau du 8ème étage : $G_9 = G = 120,58$ KN

Poids revenant au poteau du 8ème étage :

Poids du plancher courant	$9,32 \times 6,54 = 60,95$	KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0,3 \times 0,6 \times 6,8 = 30,6$	KN
Poids des poutres non porteuses.....	$25 \times 0,3 \times 0,5 \times 1,37 = 5,14$	KN
Poids du mur	$6,8 \times 3,34 \times 2,81 = 63,82$	KN
		G= 160,51 KN

Poids revenant au poteau du 8ème étage : $G_8 = G_9 + G = 281,09$ kN

Poids revenant au poteau du 7ème étage : $G_7 = G_8 + G = 441,6$ kN

Poids revenant au poteau du 6ème étage : $G_6 = G_7 + G = 602,11$ kN

Poids revenant au poteau du 5ème étage : $G_5 = G_6 + G = 762,62$ kN

Poids revenant au poteau du 4ème étage : $G_4 = G_5 + G = 923,13$ kN

Poids revenant au poteau du 3ème étage : $G_3 = G_4 + G = 1083,64$ kN

Poids revenant au poteau du 2ème étage : $G_2 = G_3 + G = 1244,15$ kN

Poids revenant au poteau du 1er étage

Poids du plancher courant	$9,32 \times 6,54 = 60,95$	KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0,3 \times 0,6 \times 6,8 = 30,6$	KN
Poids des poutres non porteuses.....	$25 \times 0,3 \times 0,5 \times 1,37 = 5,14$	KN
		G= 96,69 KN

Poids revenant au poteau du 1er étage : $G_1 = G_2 + G = 1340,84$ kN

Poids revenant au poteau du RDC :

Poids du plancher courant9,32x 6,40 = 59,65 KN
 Poids des poutres porteuses25x 0,3 x 0,6 x 6,8= 30,6 KN
 Poids des poutres non porteuses.....25x 0,3x0, 5 x 1,37 = 5,14 KN
 Poids du mur6,8x3,34 x2,81 = 63,82 KN

$$G= 159,21\text{KN}$$

Poids revenant au poteau du RDC : $G_r = G_1 + G = 1500 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol 1:

Poids du plancher courant9,32x 6,40 = 59,65 KN
 Poids des poutres porteuses25x 0,3 x 0,6 x 6,8= 30,6 KN
 Poids des poutres non porteuses.....25x 0,3x0, 5 x 1,37 = 5,14 KN

$$G= 95,39\text{KN}$$

Poids revenant au poteau du sous sol 1: $G_{ss1} = G_r + G = 1595,39 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol 2: $G_{ss2} = G_{ss1} + G = 1690,78 \text{ kN}$

Tableau II.10 : Choix des sections de poteau de rive.

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm ²)	$a * b$ (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm)
Niveau 9	120,58	23,3	197,73	130,5	13,42	30*30	35*35
Niveau 8	281,09	35,88	433,29	285,97	18,91	30*30	35*35
Niveau 7	441,6	47,07	666,76	440,06	22,97	30*30	40*40
Niveau 6	602,11	56,85	898,12	592,75	26,35	30*30	40*40
Niveau 5	762,62	65,24	1127,39	744,07	29,27	30*30	45*45
Niveau 4	923,13	72,23	1354,57	894,01	31,9	30*30	45*45
Niveau 3	1083,64	79,22	1581,74	1043,94	34,31	30*30	50*50

Niveau 2	1244,15	86,21	1808,91	1193,88	36,55	30*30	55*55
Niveau 1	1340,84	93,2	1949,93	1286,95	37,87	30*30	55*55
RDC	1500	104,85	2182,27	1440,29	39,95	30*30	60*60
SS1	1595,39	114,17	2325,03	1534,51	41,17	30*30	65*65
SS2	1690,78	128,15	2474,77	1633,34	42,41	30*30	65*65

Poteau d'angle : $S = 7,49 m^2$

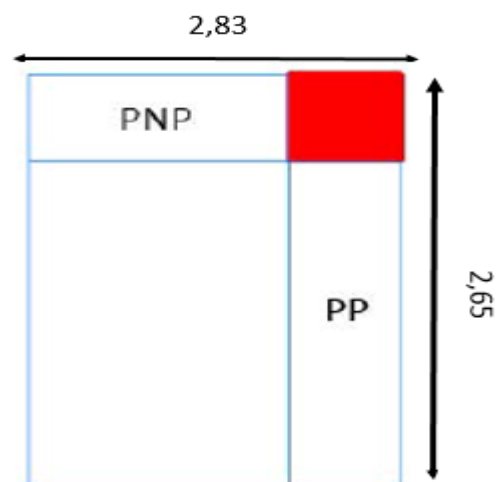


Figure II.4 : Section du poteau d'angle.

Poids revenant au poteau du 9ème étage :

Poids du plancher terrasse..... $7,49 \times 7,53 = 56,39$ KN
Poids des poutres porteuses $25 \times 0,3 \times 0,6 \times 2,65 = 11,93$ KN
Poids des poutres non porteuses..... $25 \times 0,3 \times 0,5 \times 2,83 = 10,61$ KN
Poids de l'acrotère..... $2,157 \times 5,48 = 11,82$ KN

G = 90,75 KN

Poids revenant au poteau du 8ème étage : $G_8 = G = 90,75$ KN

Poids revenant au poteau du 8ème étage :

Poids du plancher courant $7,49 \times 6,54 = 48,98$ KN
Poids des poutres porteuses $25 \times 0,3 \times 0,6 \times 2,65 = 11,93$ KN
Poids des poutres non porteuses..... $25 \times 0,3 \times 0,5 \times 2,83 = 10,61$ KN
Poids du mur $2,65 \times 3,34 \times 2,81 = 24,87$ KN

G = 96,39 KN

Poids revenant au poteau du 8ème étage : $G_8 = G_9 + G = 187,14 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 7ème étage : $G_7 = G_8 + G = 283,53 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 6ème étage : $G_6 = G_7 + G = 379,92 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 5ème étage : $G_5 = G_6 + G = 476,31 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 4ème étage : $G_4 = G_5 + G = 572,7 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 3ème étage : $G_3 = G_4 + G = 669,09 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2ème étage : $G_2 = G_3 + G = 765,48 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1er étage : $G_1 = G_2 + G = 861,87 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC :

Poids du plancher courant $7,49 \times 6,40 = 47,94 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses $25 \times 0,3 \times 0,6 \times 2,65 = 11,93 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuses..... $25 \times 0,3 \times 0,5 \times 2,83 = 10,61 \text{ KN}$

Poids du mur $2,65 \times 3,34 \times 2,81 = 24,87 \text{ KN}$

$G = 95,35 \text{ KN}$

Poids revenant au poteau du RDC : $G_r = G_1 + G = 957,22 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol 1:

Poids du plancher courant $7,49 \times 6,40 = 47,94 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses $25 \times 0,3 \times 0,6 \times 2,65 = 11,93 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuses..... $25 \times 0,3 \times 0,5 \times 2,83 = 10,61 \text{ KN}$

$G = 70,48 \text{ KN}$

Poids revenant au poteau du sous sol 1: $G_{ss1} = G_r + G = 1027,7 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol 2: $G_{ss2} = G_{ss1} + G = 1098,18 \text{ kN}$

Tableau II.11 : Choix des sections de poteau d'angle.

Niveaux	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	Br (cm ²)	a * b (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm)
Niveau 9	90,75	18,73	150,61	99,40	11,96	30*30	35*35
Niveau 8	187,14	28,84	295,89	195,29	15,97	30*30	35*35
Niveau 7	283,53	37,82	439,49	290,06	19,03	30*30	40*40
Niveau 6	379,92	45,69	581,43	383,74	21,58	30*30	40*40
Niveau 5	476,31	52,43	721,66	476,29	23,82	30*30	45*45
Niveau 4	572,7	58,05	860,22	567,75	25,82	30*30	45*45
Niveau 3	669,09	63,67	998,78	659,19	27,67	30*30	50*50
Niveau 2	765,48	69,28	1137,32	750,63	29,39	30*30	55*55
Niveau 1	861,87	74,9	1275,87	842,07	31,01	30*30	55*55
RDC	957,22	84,26	1418,64	936,30	32,59	30*30	60*60
SS1	1027,7	91,75	1525,02	1006,51	33,72	30*30	65*65
SS2	1098,18	102,99	1637,03	1080,44	34,87	30*30	65*65

Choix final de la section des poteaux :

Après les calculs et la vérification on a adopté ce choix :

Tableau II.12 : Tableau récapitulatif de la section des poteaux

Etages	Section Carrées cm ²
9 ^{eme} étage	35*35
8 ^{eme} étage	35*35
7 ^{eme} étage	40*40
6 ^{eme} étage	40*40
5 ^{eme} étage	45*45
4 ^{eme} étage	45*45
3 ^{eme} étage	50*50
2 ^{eme} étage	55*55

1 ^{er} étage	55*55
RDC	60*60
SS1	65*65
SS2	65*65

4-3. les voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du bâtiment à condition $L \geq 4a$ [2] avec :

L : La longueur du voile

a : L'épaisseur du voile

Ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme).

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

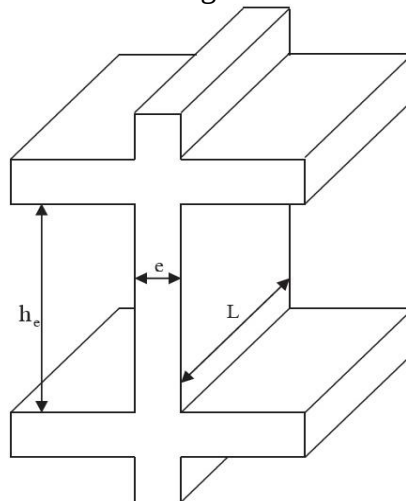


Figure II. 5 : Coupe de voile en élévation.

Dans notre cas

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; h_e \right\}$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$a_{\min}$: Epaisseur de voile.

- Pour RDC et les étages courants $h_e = (3,4 - 0,2) = 3,2 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 16 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} = 16 \text{ cm.}$$

- Pour le sous sol $h_e = (2,72 - 0,2) = 2,52 \text{ m.}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 12,6 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte pour épaisseur de : $a_{\text{étages courants}} = a_{\text{RDC}} = a_{\text{s.sol}} = 25 \text{ cm}$

D'après le **RPA99 version 2003** : $a_{\min} = 25 \text{ cm}$

$a = 25 \text{ cm} = a_{\min} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Verifiee

5- Etude des planchers :

5.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

5.2 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs et d'éléments de remplissage (corps creux) de

Dimension (16 *20* 65) **cm3** avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

a- étude des poutrelles :

Les poutrelles sont éléments préfabriqués, leurs calcul est associé a une poutre continue semi encastrée

Aux poutres de rives.

a-1. Dimensions des poutrelles

$$\begin{cases} h=20 \text{ cm} ; h_0=5\text{cm} \\ b= 65\text{cm}; b_0= (0,4 ; 0,6)h=12\text{cm} \\ c=(b-b_0)/2=26,5\text{cm} \end{cases}$$

a-2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire :**Domaine d'application :**

H1 : $Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.

H2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.

H3 : Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H4 : Fissuration non préjudiciable.

Exposé de la Méthode :

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$M_t \geq M_a \{ 1,05M ; (1 + 0,3\alpha)M \} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

(1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} Travée intermédiaire

$$M_t \geq \{ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} Travée de rive$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$appuis de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$...pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

b. Méthode de CAQUOT :

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

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :

➤ **Moment sur appuis :**

$M_a = 0.15M_0$Appuis de rive.

$$M_a = \frac{q}{8.5} \left(\frac{l_w^3}{l} + \frac{l_e^3}{l} \right) \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Moment en travée :

$$M(x) = -qx^2/2 + (ql/2 + (M_e - M_w)/l)x + M_w$$

Avec :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) .

$(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée .

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée;

q_e : charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l' = l \dots\dots\dots$ pour une travée de rive

$l' = 0,8l \dots\dots\dots$ pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

□ **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

$$\{ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

. a.3. calcul des poutrelles :

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression .

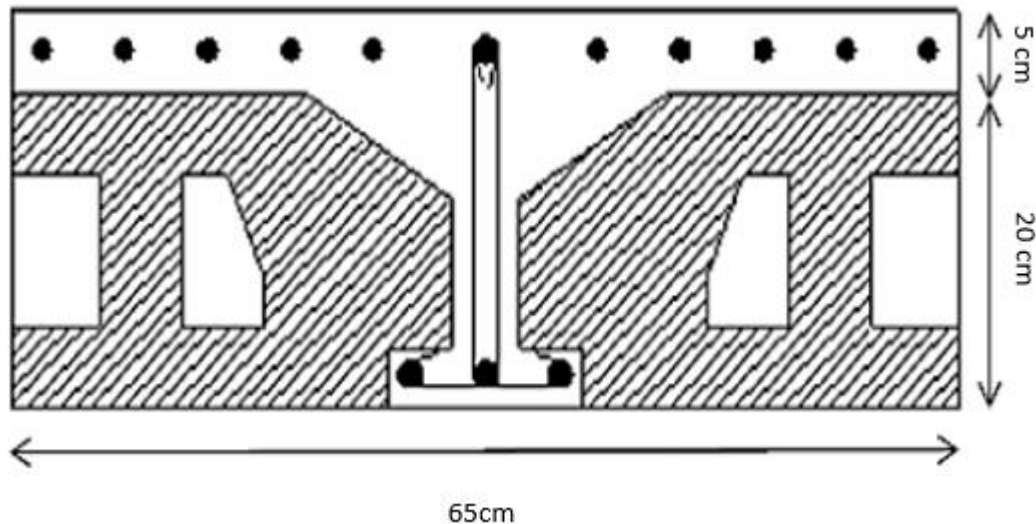


Figure II. 6 : Coupe du plancher en corps creux .

- Poutrelle de travée $L=6,8\text{ m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1\text{ kN/m}^2$.

□ **Evaluation des charges :**

• **Charges permanentes :**

1- Poids propre de la poutrelle $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

2- Poids du corps creux $0,65 \times 0,2 \times 24 = 3,12 \text{ kN/ml}$

$$\Sigma G = 3,27 \text{ kN/ml}$$

• **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,03 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 3,92 \text{ kN/ml}$$

❖ Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,63(6,8)^2}{8} = 20,98 \text{ KNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62(6,8)^2}{8} = 15,14 \text{ KNm}$$

❖ Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$M_u = 20,98 \text{ kNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 6,09 > \mu_{Rs} = 0,392 \Rightarrow A' \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

* 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

Evaluation des charges et surcharges :**Plancher terrasse :**

➤ Charge permanentes :

$$G = 7,53 \times 0,65 = 4,89 \text{ kN/ml.}$$

➤ Surcharges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml.}$$

Plancher courant :

➤ Charge permanente :

$$G = 6,54 \times 0,65 = 4,25 \text{ kN/ml.}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml.}$$

Plancher RDC :➤ **Charge permanente :**

$$G=6,40 \times 0,65=4,16 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=2,5 \times 0,65=1,63 \text{ kN/ml.}$$

Combinaison des charges :➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=7,58 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}}=G+Q=5,54 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=7,2 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}}=G+Q=5,23 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Plancher RDC :**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=8,06 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}}=G+Q=5,79 \text{ kN/ml.}$$

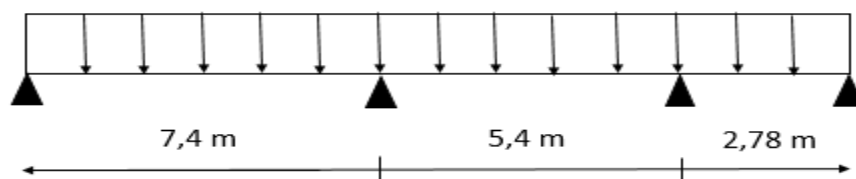
□ **Calcul des efforts internes :****Poutrelle à 3 travées :**

Figure II.7 : Schéma Statique de type 1 , poutrelle de 3 travées.

$$q_u= 8,06 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{\text{ser}}= 5,79 \text{ kN/ml.}$$

Application:

$$1) \quad Q=1,63 \text{ kN/ml} \leq \max (5 \text{ kN/m}^2, 2G=8,32 \text{ kN/m}^2) \dots\dots\dots \text{ cv}$$

- 2) Les moments d'inertie est constant sur tous les travéescv
 3) $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$; $7,4/5,4=1,37$; $5,4/2,75=1,96$ cnv
 4) La fissuration est peu nuisible.
 →cette méthode est non applicable donc on utilise la méthode **CAQUOT**

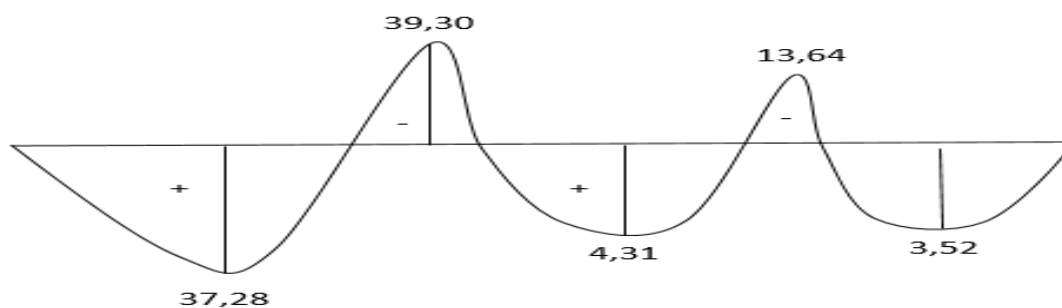
Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentes dans les tableaux et

Les diagrammes qui suivent :

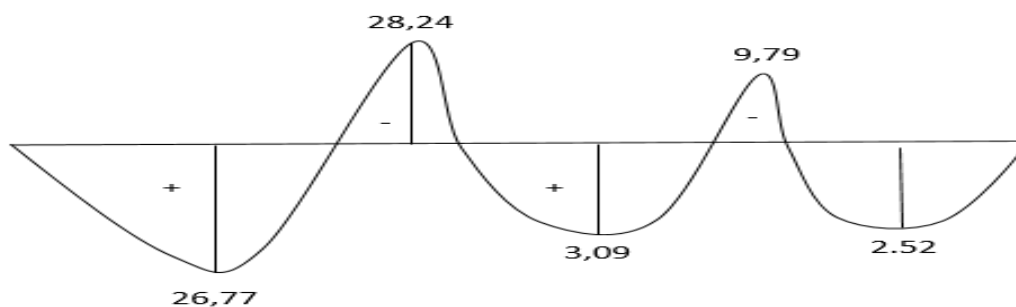
Appuis	Moment sur appuis (KNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment sur travée (KNm)		Effort tranchant (KN) ELU	
	ELU	ELS			ELU	ELS	Tw	Te
1	0	0	A-B	7,4	37,28	26,77	24,5	-35,13
2	39,30	28,24	B-C	5,4	4,31	3,09	26,51	17,01
3	13,64	9,79	C-D	2,78	3,52	2,52	6,30	-16,11
4	0	0						

Diagrammes des efforts internes :

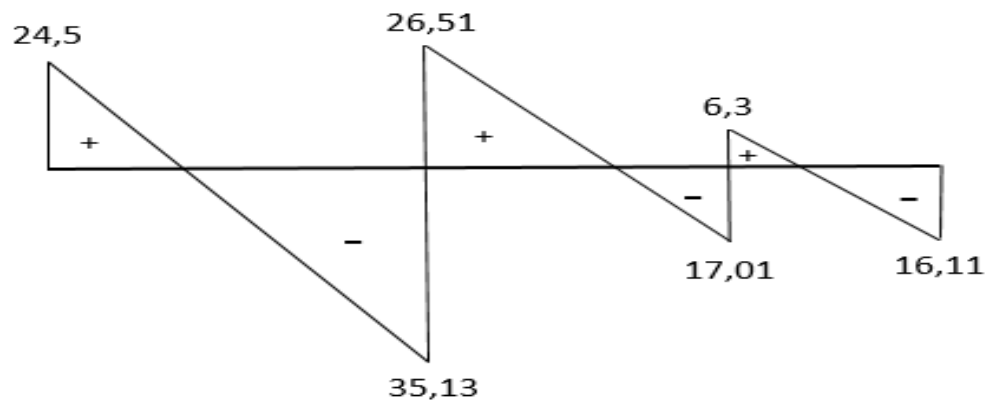
Moment fléchissant :



E.L.U



E.L.S

Effort tranchant :**E.L.U****Poutrelle à 5 travées :**

On utilise la méthode **CAQUOT**

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentes dans les tableaux et

Les diagrammes qui suivent :

Appuis	Moment sur appuis (KNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment sur travée (KNm)		Effort tranchant (KN) ELU	
	ELU	ELS			ELU	ELS	Tw	Te
1	0	0	A-B	2,69	4,04	4,87	8,07	-13,61
2	7,44	5,34	B-C	2,90	8,32	5,38	22,76	-0,61
3	39,55	28,41	C-D	7,40	30,12	21,63	29,53	-30,11
4	41,68	29,94	D-E	5,40	44,59	31,75	25,64	-17,88
5	20,74	14,90	E-F	2,78	13,01	9,34	3,74	-18,66
6	0	0						

b-Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a

Le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximums sur appuis et en travée sont :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 44,59 \text{ kNm}$

$$M_{au}^{max} = 41,68 \text{ kNm}$$

$$T_u^{max} = 30,11 \text{ kN}$$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 31,75 \text{ kNm}$

$$M_{aser}^{max} = 29,94 \text{ kNm.}$$

b.1-Ferraillage en travée :

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans

La table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = b h_0^2 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 71,38 \text{ kNm.}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Donc : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la

section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ». Donc, la section

étudiée est assimilée à une section rectangulaire « b x h » en flexion simple.

- D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau II.13 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M_{tu} (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ξ_s	σ_s (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)
44,59	0,149	Oui	0	0,203	165.38	oui	10‰	348	7,77

b.1.1- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,41 \text{ cm}^2; 7,77 \text{ cm}^2\} = 7,77 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T20 ($A_s=9,42 \text{ cm}^2$)

b.2- Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{a\max} = 41,68 \text{ kNm} < M_{\text{tab}} = 71,38 \text{ kNm}$

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau II.14 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

Mtu (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ξ_s	σ_s (MPa)	Ascal (cm ²)
41,68	0.139	Oui	0	0.188	166,46	oui	10‰	348	7,20

b.2.1-Condition de non fragilité

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,41 \text{ cm}^2; 7,20 \text{ cm}^2\} = 7,20 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T20+1T16 ($A_s=8,29 \text{ cm}^2$).

c-Vérifications :**C.1. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_{u\max} = 30,11 \text{ kN}$.

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 1,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

d- Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e=235\text{MPa}$).

“BAEL 91 modifie 99 “ [1] :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq (\tau_u - 0,3 f_{tj} k) / (0,8 f_e)$$

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

$$\left(\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right) \right).$$

“RPA 99 version 2003 “ [2] :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,003 b_0$$

$$s_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$\left(s_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante.} \right)$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{min} (0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$$

On adopte : $\phi_t=6\text{mm}$

Donc :

-selon “BAEL 91 modifie 99 “ [1] :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,035$$

$$s_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t} \geq 0,035\text{cm} \right)$$

-selon “RPA 99 version 2003 “ [2] :

$$\left(\frac{A_t}{s_t} \geq 0,036 \text{ cm} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t \leq 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ s_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\varnothing 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} . \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} . \end{cases}$$

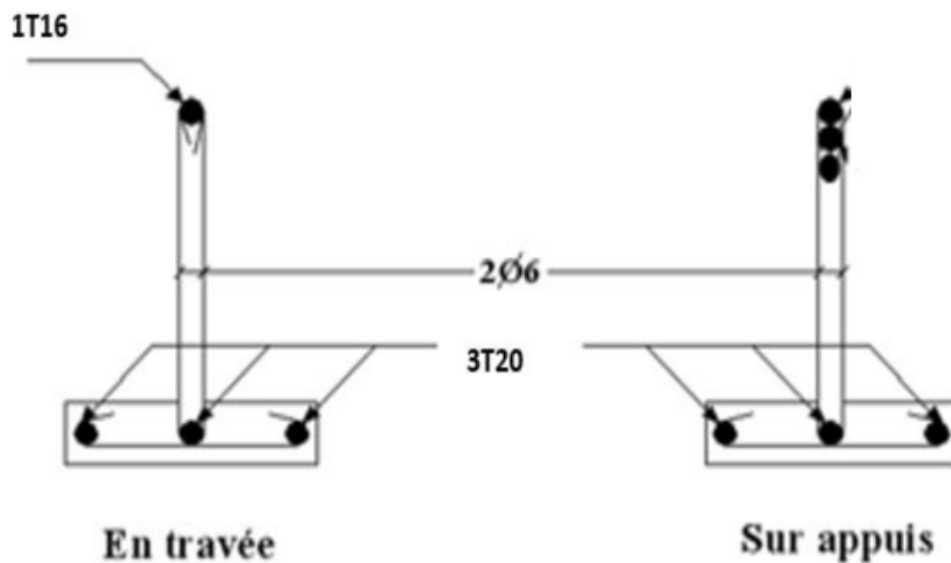


Figure II.8 : Disposition constructive des armatures des poutrelles.

e-Ferraillage de la dalle de compression :

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

$$A_2 = A_1/2$$

$F_e = 520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6 \text{ mm}$)

On a : $L = 65 \text{ cm}$

Donc on obtient : $A_1 = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : $5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_2 = A_1/2 = 0.71 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T6 = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$.

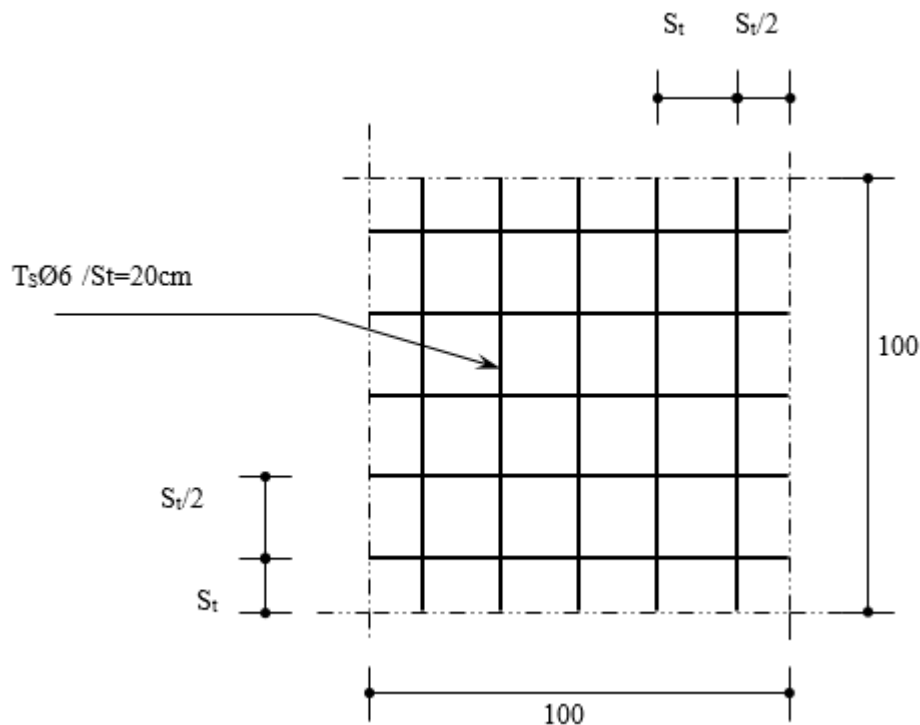


Figure II.9 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

5.2-Plancher En Dalle Pleine :

Dans notre structure, on a cité l'exemple du panneau le plus sollicité :

5.2.1-Evaluation des charges :

$$G=6,40 \text{ KN/m}^2, Q= 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u=1,35G+1,5Q=12,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_{ser}=G+Q=8,9 \text{ KN/m}^2$$

$$P=L_x/L_y=6,8/6,88=0,99>0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

5.2.2-Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $p = L_x/L_y$ et de v .

V : coefficient de poisson {0 à l'ELU

0,2 0 à l'ELS

μ_x et μ_y sont données par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [1].

$$P= 0,99 \rightarrow \mu_x = 0,0376$$

$$\mu_y = 0,9790$$

$$M_x = 21,54 \text{ KNm}$$

$$M_y = 21,09 \text{ KNm}$$

Moments en Travées :

$$M_{tx}=0,75M_x=16,16 \text{ KNm}$$

$$M_{ty}=0,75M_y=15,82 \text{ KNm}$$

Moments en appuis :

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=10,77 \text{ KNm}$$

5.2.3-Ferraillage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$;

$f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	Mu (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(mm)	A_{scal} (cm ²)	Choix	A_{sdp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	16,16	0,043	0	0,055	158,44	2,93	5T10	3,92	20
	y-y	15,82	0,042	0	0,054	158,50	2,88	5T10	3,92	20
Appuis	x-x	10,77	0,029	0	0,037	159,60	1,95	5T8	2,51	20
	y-y									

5.2.4- Condition de non fragilité:

On a : $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$H=e=18\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\{A_t \geq p_0 \frac{(3-p)}{2} bh = 1,45\text{cm}^2$$

$$\{ A_y \geq p_0 bh = 1,44\text{cm}^2.$$

Avec :

$p_0 = 0,8\text{‰}$ pour les barres a haute adherence

$$\{ p_0 = \frac{L_x}{L_y} = 0,99$$

Travée :

Sens x-x : $A_x = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Sens y-y : $A_y = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Appuis :

Sens x-x : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Sens y-y : $A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Espacement :**Travée :**

Sens x-x : $\text{esp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Sens y-y : $\text{esp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Appuis :

Sens x-x : $\text{esp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Sens y-y : $\text{esp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

5.2.5- Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,39 * 6,8 * 6,88}{2 * 6,8 + 6,88} = 28,30 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 28,08 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 28,08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28,30 * 10^3}{1000 * 162} = 0,175 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

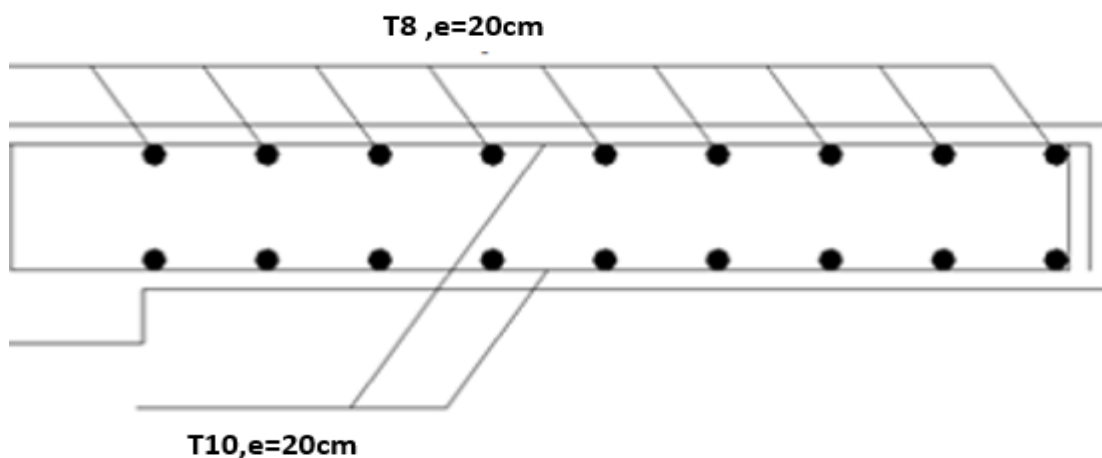


Figure II.10 : Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.

1. Introduction

Dans ce chapitre on procède au ferrailage des éléments secondaires tel que : l'acrotère, des escaliers et les balcons.

2. L'acrotère

2.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, L'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{KN/m}$.

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

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

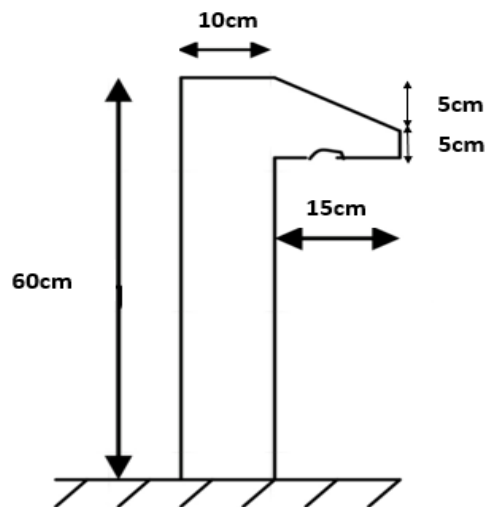


Figure III. 1 : Acrotère.

2.2. Evaluation des charges

- Charge d'exploitation : $Q=1,0\text{KN/m}$
- Charges permanentes :

Surface de l'acrotère : $s = (0,1 \times 0,6) + (0,15 \times 0,05) + (0,15 \times 0,05/2) = 0,071\text{m}^2$

Le poids propre de l'acrotère : $G_1 = \rho_b \times S = 25 \times 0,071 = 1,775 \text{ kN/m}$

Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{KN/m}^3$) :

$$G_2 = \rho \times e \times P = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 10^{-2} = 0,504 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2,279 \text{ KN/ml}$$

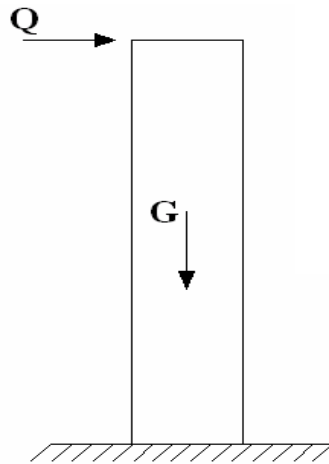


Figure III. 2 : Sollicitations de l'acrotère.

L'action des forces horizontales Qh : (Fp)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p$ [3]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le Tableau (4.1) Pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,25].....groupe 2.

C_p : Facteur de la force horizontale[$C_p = 0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère 2,279 kN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,279 = 1,82 \text{ kN}$$

$$Q = \text{Max} (1,5Q ; F_p) = \text{Max} (1,5 ; 1,82) = 1,82 \text{ kN/ml}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,279 \text{ kN/ml et } Q = 1,82 \text{ KN/m}$$

2.3. Calcul des efforts

pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35 \times G = 3,077 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,638 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times Q = 2,73 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2.279 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1,82 \times 0,6 = 1,092 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = Q = 1.82 \text{ kN}$$

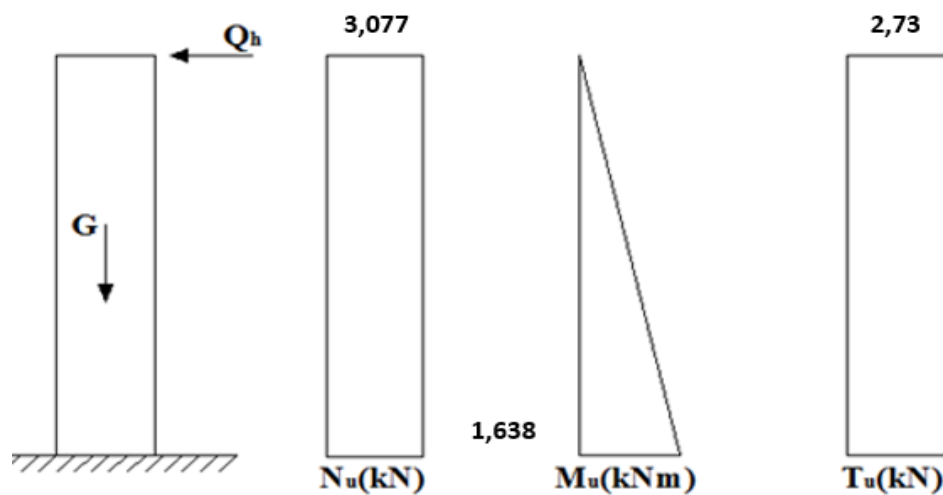
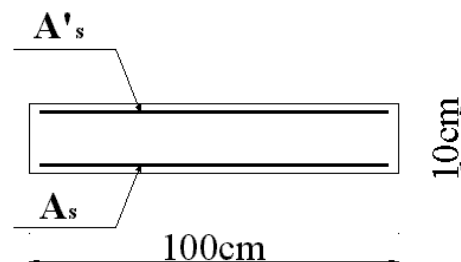


Figure III. 3 : Diagrammes des efforts à l'ELU.

2.4. Ferrailage de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$.



- Calcul de l'excentricité :

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = 1,638/3,077 = 53,23 \text{ cm.}$$

$$e_o > \frac{h}{2} - c' \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- Calcul du moment fictif " M_f "

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,73 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{(b d^2 \sigma_{bc})} = 0,015$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \text{ les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0189$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 8,932 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,015 < 0,186 \rightarrow \xi_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = M_f / Z \sigma_s = 55,86 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - N_u / \sigma_s = 47,16 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s1} = 0$$

$$A_{s2} = 0,47 \text{ cm}^2$$

2.5. Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99 [2]

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millièmes et par la règle de non fragilité :

$$A_{smin} \geq \text{Max} (bh/1000 ; 0,23bd f_{t28} / f_e)$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa.} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm,}$$

$$A_{smin} \geq \text{Max} (1 \text{ cm}^2 ; 1,087 \text{ cm}^2) = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : on opte finalement pour } 6T6 = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

2.6. Armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

$$0,425 \leq A_r \leq 0,85 \text{ cm}^2.$$

On choisit $4T6=1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = (60-5)/3=18,33 \text{ cm}$, On prend $S=18 \text{ cm}$

2.7 Vérification des à L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,92 \text{ cm}$$

on : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \rightarrow$ la section est partiellement comprimée (SPC).

C : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \frac{d-h}{2} = 52 \text{ cm} \rightarrow c = -43 \text{ cm} \quad (c < 0)$$

D'après le BAEL91 **modifié 99** [1], on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c^3 : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$P = -3c^2 + 6n(c-c') A_s / b + 6n(d-c) A_s / b = -5467,44$$

$N=15$; et

$$q = -2c^3 - 6n(c-c')^2 A_s / b - 6n(d-c)^2 A_s / b = 154876,88$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 = \frac{4p^3}{27} = -2,261 \cdot 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos(\varphi/3 + 120) = -85,28 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos (\varphi/3) = 46,13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos (\varphi/3 + 240) = 39,16 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,13 \text{ cm}$

$$\text{Car : } 0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } y_{ser} = 3,13 \text{ cm et } y_c = 46,13 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = b/3 y_{ser}^3 + n[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 1900,79 \text{ cm}^4 ; n = 15$$

Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = (N_{ser} / I) y_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,279 \cdot 10^3 \cdot 46,13 \cdot 10}{1900 \cdot 10^4} = 31,3 = 1,731 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu.}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n} f_{tj}) \right] = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (n = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 48,70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 9,375 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2.8 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min (0,1 \bar{f}_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,73 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 90} = 0,03 < 2,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

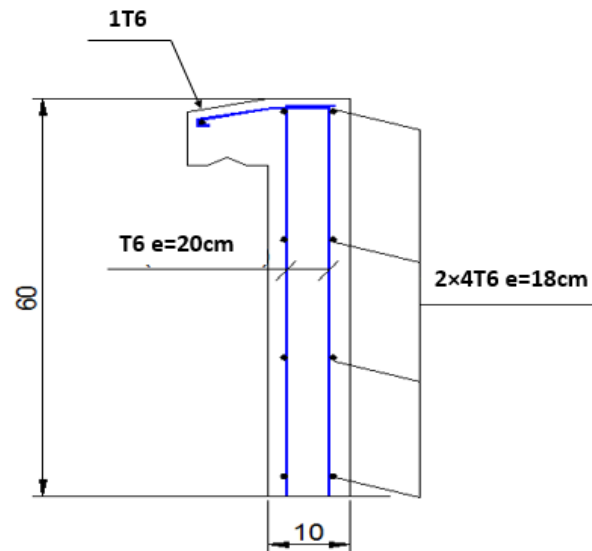


Figure III. 4 : Ferrailage de l'acrotère.

3. Escalier

3.1. Introduction

L'escalier est un élément secondaire de la construction, mais il a une grande importance dans la structure, il permet d'accéder d'un niveau à un autre. Ils sont calculés en flexion simple.

3.2. Définition des éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : La hauteur de la marche.

g : Largeur de marche.

L : longueur horizontale de la paillasse.

H : hauteur vertical de la paillasse.

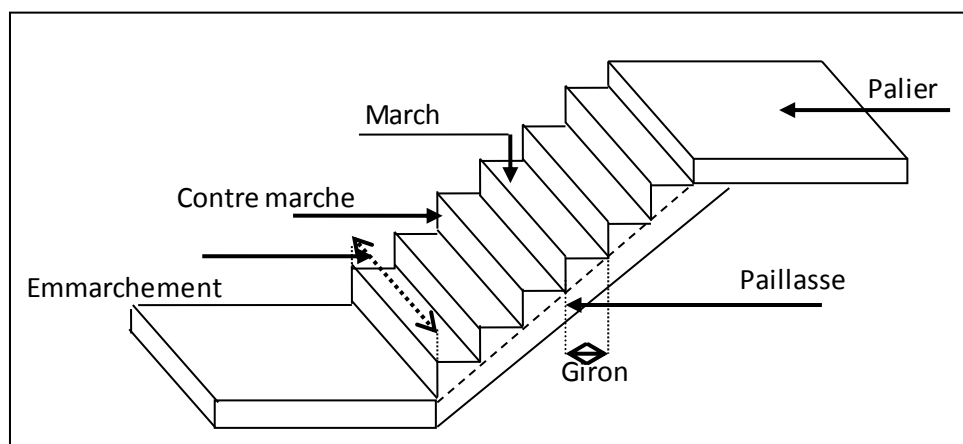


Figure III. 5 : Différents éléments d'un escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivants :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g = L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : le nombre des contre marches.

$(n-1)$: le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec : n : la racine de l'équation

Schéma statique d'escalier.

Ce type d'escalier est composé des trois volées et palier intermédiaire.

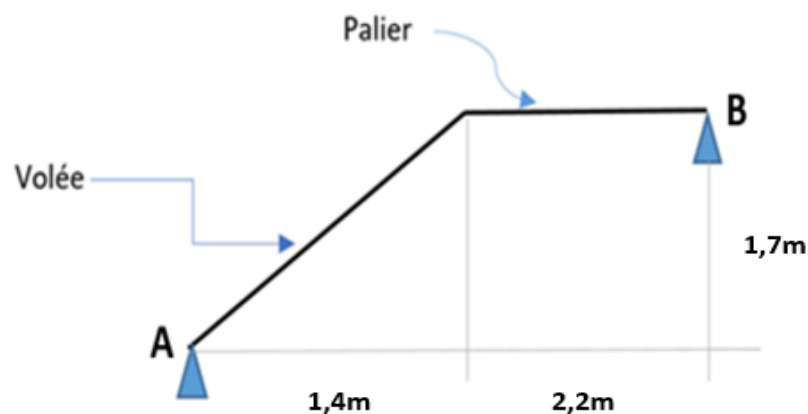


Figure III. 6 : Schéma statique d'escalier.

$$64n^2 - 544n + 340 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,68 \dots\dots\dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 7,82$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche..... $n=7$
- le nombre des marches..... $n-1=6$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,243\text{m} = 24,3\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,233\text{m} = 23,33\text{cm}$$

- **Vérification de l'équation de «BLONDEL» :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g+2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h+g = 71,93 \text{ cm} \\ h = 24,3 \text{ cm} \\ g = 23,33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{n.v}$$

Condition non vérifiée donc l'escalier est inconfortable.

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$L = \sqrt{L^2 + H^2} + 2,20 = 4,40\text{m} = 440\text{cm}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 14,67 \leq e \leq 22\text{cm}$$

On prend $e = 18 \text{ cm}$

N.B : le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

- **angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{140} = 1,214 \quad \alpha = 50,53^\circ$$

3.3. Evaluation des charges**a- Palier :**On prend : $e=18\text{cm}$

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Cloisons de distribution	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Plancher	0,16	-	4
6	Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
Charge permanente G_1				6,40
Charges d'exploitation Q_1				2,5

b- la paillasse :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la marche	$\frac{25 \times 0,17}{2}$		2,13
4	Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,2}{\cos 50,53}$		7,87
5	garde-corps	-	-	1,00
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G_2				12,16
Charges d'exploitation Q_2				2,5

3.4. Combinaison des charges

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

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

Charges à l'ELU et l'ELS.

.Tableau III.1. Combinaison des charges.

	ELU	ELS
q_1 (KN,m)	12,39	8,9
q_2 (KN,m)	20,17	14,66

3.5. Schéma statique

ELU :

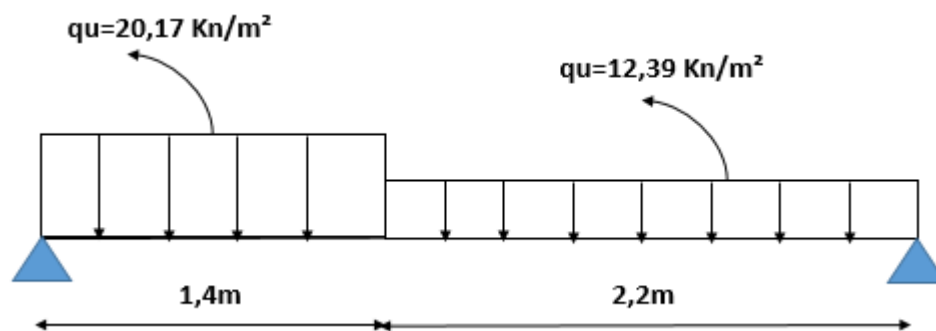


Figure III. 7 : Schéma statique.

ELS :

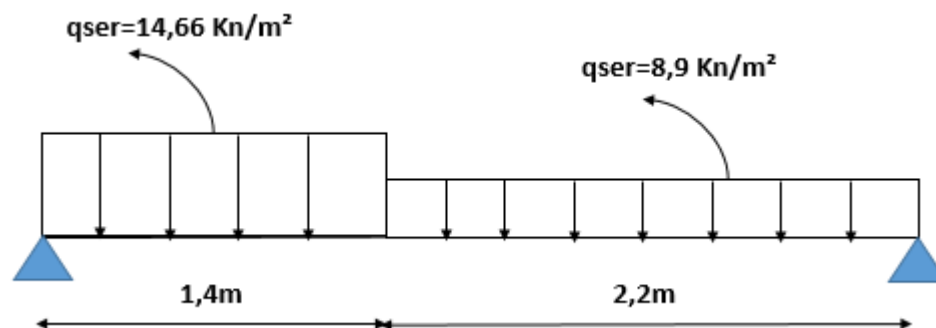


Figure III. 8 : Schéma statique.

3.6. Diagramme des efforts internes

E.L.U :

$$q_u = 1,35G = \frac{\Sigma P_i . L_i}{\Sigma L_i} = \frac{20,17 \times 1,4 + 12,39 \times 2,2}{1,4 + 2,2} = 15,42 \text{ kN/ml.}$$

$$M_u = 1,35G = \frac{q L^2}{8} = \frac{15,42 \times 3,6^2}{8} = 24,98 \text{ kN/ml.}$$

$$T_u = 1,35G = \frac{q.l}{2} = \frac{15,42 \times 3,6}{2} = 27,76 \text{ kN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_s = 1,35G = \frac{\Sigma P_i . L_i}{\Sigma L_i} = \frac{14,66 \times 1,4 + 8,9 \times 2,2}{1,4 + 2,2} = 11,14 \text{ kN/ml.}$$

$$M_s = \frac{q L^2}{8} = \frac{11,14 \times 3,6^2}{8} = 18,05 \text{ kN/ml.}$$

$$T_s = \frac{q.l}{2} = \frac{11,14 \times 3,6}{2} = 20,05 \text{ kN/ml.}$$

Puisque les appuis sont partiellement encastrés donc on doit corriger les moments obtenus

En travée : $M_{u_t} = 0,85 M_u = 21,23 \text{ kN.m.}$

En appui : $M_{u_a} = (-) 0,5 M_u = 12,49 \text{ kN.m.}$

3.7. Calcul des armatures

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b * h)

Tel que : b = 100cm ; h = 18cm.

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; d = 0,9 h = 16,2 cm ; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;

$\gamma_s = 1,15$; Fe = 400 MPa.

Tableau III.2. Ferrailage d'escalier.

	M_U (KNm)	μ	α	Z (cm)	$A'_s(\text{cm}^2)$	A_s (cm^2)	choix	A adopte
Travée	21,23	0.057	0.074	15.72	0	3.88	5T12	5.65
Appui	12,49	0.034	0.043	15.92	0	2.25	4T10	3.14

- **Espacement :**

En travée : $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$ on prend esp=20cm

Sur appui : $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ on prend esp=25 cm

- **Armatures de répartition :**

Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41 \leq A_r \leq 2.83$

On prend : 5T10 avec $A_r = 3.93 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.79 \leq A_r \leq 1.57$

On prend : 3T10 avec $A_r = 2.36 \text{ cm}^2$ avec $St = 30 \text{ cm}$.

Vérification :

a, **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_{ce}} = 1.96 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{s \min}$ vérifié.

Sur appui : $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{s \min}$ vérifié .

b. Effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{23,74 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0,147 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$\bullet \quad T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 23,74.10^3 - \frac{21,23.10^6}{0,9 \times 162} = -121,87 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,147 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

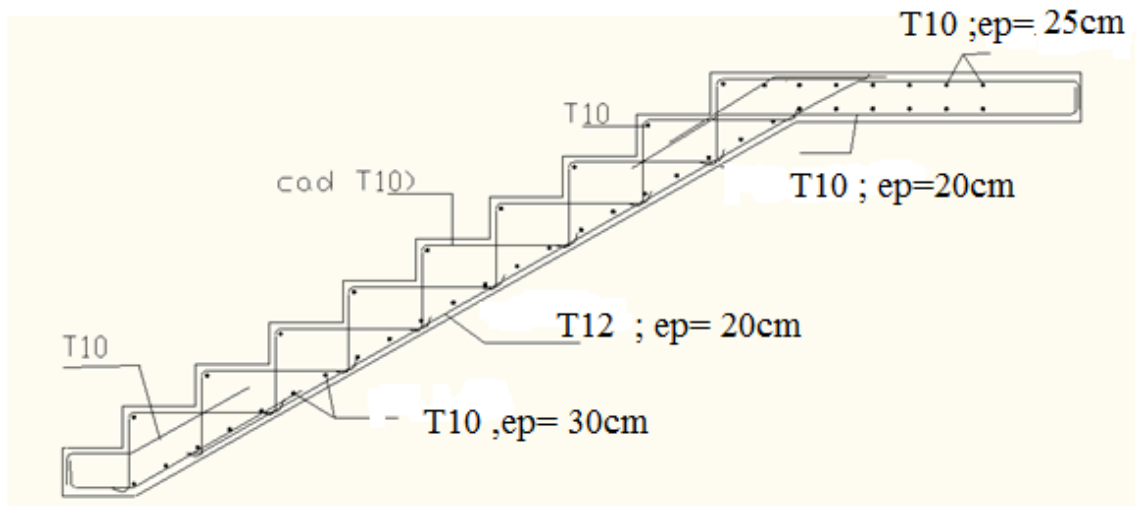


Figure III. 9 : ferrailage de l'escalier.

4. Les balcons

4.1.Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcule comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $\frac{L}{20} < e < \frac{L}{15} \rightarrow$ on a : $L= 2,79 \text{ m}$

$13,95 < e < 18,6$

on prend : $e=16$ cm.

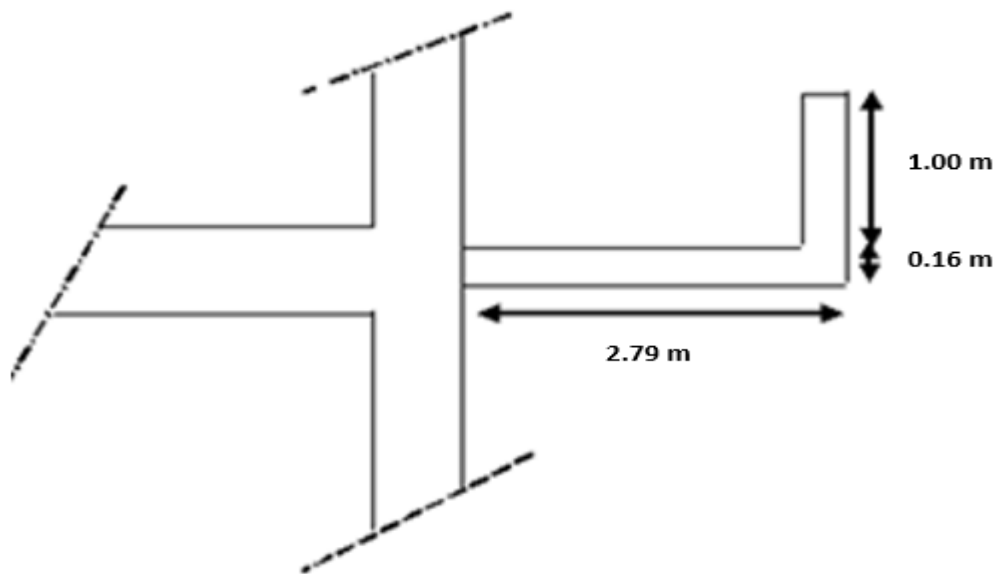


Figure III. 10 : Dimensions du balcon.

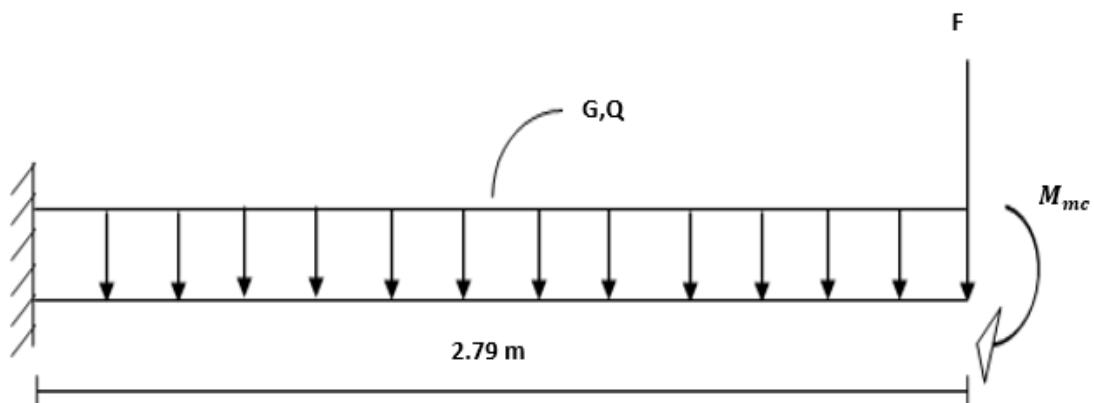


Figure III.11 : Schéma statistique

4.2.Calcul des charges sollicitant le balcon :

a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Charge permanente :

$$G=5,52\text{kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m

$$G \times 1\text{m} = 5,52 \times 1 = 5,52\text{kN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation :**

$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$; Pour une bande de 1m

- **Charge concentrée "F" :**

- Enduit au ciment :0,36kN/m².

- Maçonnerie (ép =10cm) :0,90 kN/m².

- Enduit au ciment :0,36kN/m².

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m, $F = 1,62 \text{ kN/m}^2$

- **Moment du à la main courante :**

$$M_{mc} = Q' \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}$$

b. Combinaisons des charges :

Tableau III.3 : Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12.70	9.02
F(kN)	2.19	1.62
M_{mc} (kN.m)	1.5	1.00

C. Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M(x) = - \left[Fx + \frac{qx^2}{2} + M_{mc} \right] \dots\dots\dots(1).$$

$$T(x) = -[F + qx] \dots\dots\dots(2).$$

Tableau III. 4 : résultats des efforts internes.

	ELU	ELS
M (kN)	19.07	7.13
T (kN)	30	16,23

4.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur , pour une section rectangulaire (b×h)=(100×16)cm²

Données : $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $d = 14,4\text{ cm}$; $F_e = 400\text{ MPa}$.

Tableau III.5 : Ferrailage du balcon.

MU (kN,m)	μ	$\mu < \mu_r$	A'S (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)	ESP (cm)
19.07	0.065	Oui	0	0,084	13.92	3.94	5T12	5,65	20

Espacement :

$$St < \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie.} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée.} \end{cases}$$

$$St < \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow St = 20\text{cm} \dots\dots \text{Espacement vérifié.}$$

- Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41\text{cm}^2 \leq A_r \leq 2.83\text{cm}^2$$

On adopte : **5T8 = 2.51 cm²** avec $St = 20\text{ cm}$.

4.4 Vérification :**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Alors : A_s choisit $> A_{s \min}$c.v.

b. Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que:

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{30 \times 10^3}{10^3 \times 144} = 0,208 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes**

la fissuration est préjudiciable ;il faut que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec : $\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150n \right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} n=15 \\ n=1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$$

y est calcul a partir de l'équation : $\frac{b}{2.y^2} + n A_s'(y-c') - n A_s(d-y)=0$

I : est calcul a partir de l'équation : $\frac{b}{3.y^3} + n A_s'(y-c')^2 + n A_s(d-y)^2=0$

Les resultats sont recapitules dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Vérification des contraintes.

Mser (KNm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
7,13	5,65	4,17	11286,39	2,63	Vérifie	96,94	OK

- **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,072 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0039 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,072 \geq 0,069 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

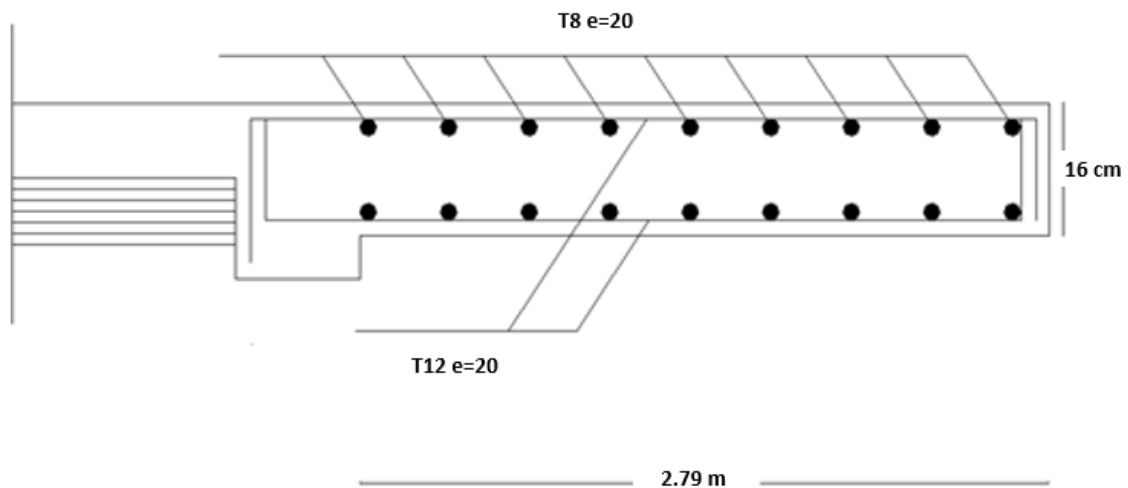


Figure III. 12 : Schéma ferrailage escalier.

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 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.

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. C'est pour ça que les structures doivent être conçues et construites de manière à résister à ses secousses tout en respectant les recommandations du règlement parasismique.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui détermine les efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

2. Choix de la méthode de calcul

Le calcul sismique se fait selon [7], qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse)
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

2.1. La méthode statique équivalente :

Notre structure a une hauteur totale de 16.86m, en zone III et de groupe d'usage 2. D'après [7], la méthode statique équivalente n'est applicable que si la hauteur du bâtiment du groupe 2 en zone III, est inférieure à 17m, soit 5 niveaux ou moins.

2.2. La méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique aux supports sous la forme d'un spectre de réponse ;
- L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que, la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%
- Ou que, tous les modes, ayant une masse modale effective supérieur à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum, de mode à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimum à prendre en compte doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_K \leq 0.20 \text{ sec [7]}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K.

2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

L'analyse sous accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prédire les forces et les demandes en déformations pour les différents composants de la structure. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol, elle nécessite une bonne modélisation des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent en compte des modifications du comportement des composants. Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence de l'action sismique de la zone.

3. Critères de classification selon RPA99V2003

- Classification de l'ouvrage selon son importance : groupe 2, ouvrage courant ou de moyenne importance (parking de stationnement publics)
- Classification de la zone sismique : Zone III (forte sismicité) Alger
- Classification des sites : catégorie S3 (site meuble)
- Classification des systèmes de contreventement :
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

4. Présentation du logiciel CSI ETABS

ETABS (Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul et de modélisation dédié à l'analyse et au dimensionnement des structures de bâtiments. Développé par CSI (Computers and Structures, Inc.), il est particulièrement adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes, qu'il s'agisse de bâtiments simples ou à étages multiples.

Il permet de :

Modéliser rapidement des structures 3D grâce à une interface graphique intuitive

Effectuer des analyses statiques et dynamiques (spectres de réponse, analyses sismiques, etc.)

Appliquer les normes internationales (y compris la norme algérienne RPA99v2003) pour les vérifications

Dimensionner automatiquement les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, dalles, fondations)

Générer des rapports techniques clairs et exploitables pour les dossiers d'étude et d'exécution

ETABS est aujourd'hui un outil incontournable dans les bureaux d'études spécialisés en bâtiment, grâce à sa puissance, sa précision, et sa compatibilité avec les exigences des projets modernes.

4.1. Modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement des structures...etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

4.2. Les chargements statiques

- Poids propre de la structure ;
- Charges permanentes
- Charges d'exploitations

4.3. Les chargements dynamiques

- Les effets sismiques.

5. Vérification de la structure

5.1. Vérification de la force sismique a la base

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

$$V = A \cdot D \cdot Q_R \cdot W \dots [7]$$

A : coefficient d'accélération de la zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe

d'usage du parking (tableau 4.1[7]), notre structure est du groupe 2 en zone III, $A = 0.25$

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

Avec :

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

T_1, T_2 : période caractéristique associé à la catégorie du site

$$\text{catégorie } S3 \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T = \min \left(T = C_T \times \frac{h_N^{\frac{3}{4}}}{\sqrt{D}} ; T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

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

$h_N = 30.6 \text{ m}$ (Sans acrotère).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, et il est donnée par (tableau 4.6 [7]). Dans notre cas, le contreventement est assuré par des voiles en béton armé dans les deux sens (cas 4) $C_T = 0.05$

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

PERIODE FONDAMENTALE T_1 empirique = $C_t \cdot h_N^{(3/4)}$	0,65052063 sec
PERIODE FONDAMENTALE T_x empirique = $0,09 \cdot h_N / \text{racine}(D_x)$	0,59297839 sec
PERIODE FONDAMENTALE T_y empirique = $0,09 \cdot h_N / \text{racine}(D_y)$	0,49639755 sec
$T_{\text{empirique}} = \min (T_1 ; T_x ; T_y)$	0,49639755 sec

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

η : facteur de correction d'amortissement avec ε (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif. (Tableau 4.3 [7]). Avec $\varepsilon = 7 \%$ (Portiques avec remplissage dense)

Facteur de correction d'amortissement $\eta = \text{racine}(7/2 + \zeta)$	0,881917104
---	-------------

MODELE INITIALE

Dans un premier temps, la structure sera modélisée en adoptant un système auto stable. Ce choix,

réalisé dans un cadre strictement pédagogique, a pour objectif d'observer le comportement global de la structure en l'absence de contreventement, afin de mieux comprendre sa réponse sous sollicitations horizontales.

Toutefois, selon les prescriptions du RPA99 version 2003, l'utilisation d'un système de contreventement de type portique auto stable est strictement limitée aux bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas 8 mètres en zone 3, c'est-à-dire en zone de forte sismicité. Or, dans notre cas, la structure étudiée présente une hauteur de 30,6 mètres, ce qui dépasse largement cette limite réglementaire.

Par conséquent, ce système ne peut en aucun cas être retenu comme solution définitive. Une seconde modélisation sera donc proposée avec un système de contreventement conforme aux exigences du règlement parasismique en vigueur.

R : coefficient de comportement global de la structure, donnée par (tableau 4.3 [7]), en fonction du système de contreventement ; notre structure est en béton armé et sera contreventée par un système de portiques auto-stables dans le sens (x) et (y). Donc on prend $R=3.5$;

Q : facteur de qualité est fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments de la structure La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle de construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum Pq$$

Pq : est la pénalité a retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée dans [7].

Tableau IV.1 : Facteur de qualité suivant les deux sens [7]

Critère q	Observée (O/N)	Pq / xx	Observée (O/N)	Pq / yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	/	1.25	/	1.25

$$Q_x = 0.05 + 0.15 + 1 = Q_x = 1.25$$

$$Q_y = 0.05 + 0.15 + 1 = Q_y = 1.25$$

- W : poids total de la structure

$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi}$

$+ \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaire a la structure ;

W_{Qi} : charge d'exploitation ;

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas ; $\beta = 0.6$ [7].

L'analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximums d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous type de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants, à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes : Zone sismique III Alger

Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)

Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 7 \%$.

Coefficient de comportement : portique auto stable ordinaire $R = 3.5$

Facteur de qualité $Q = 1.25$ (dans les deux directions).

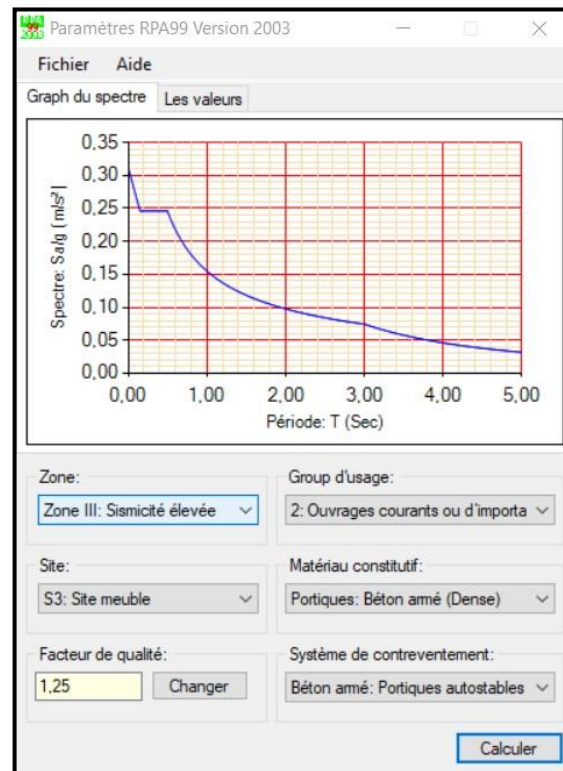


Figure IV.1: Spectre re réponse
Résultat de l'analyse dynamique

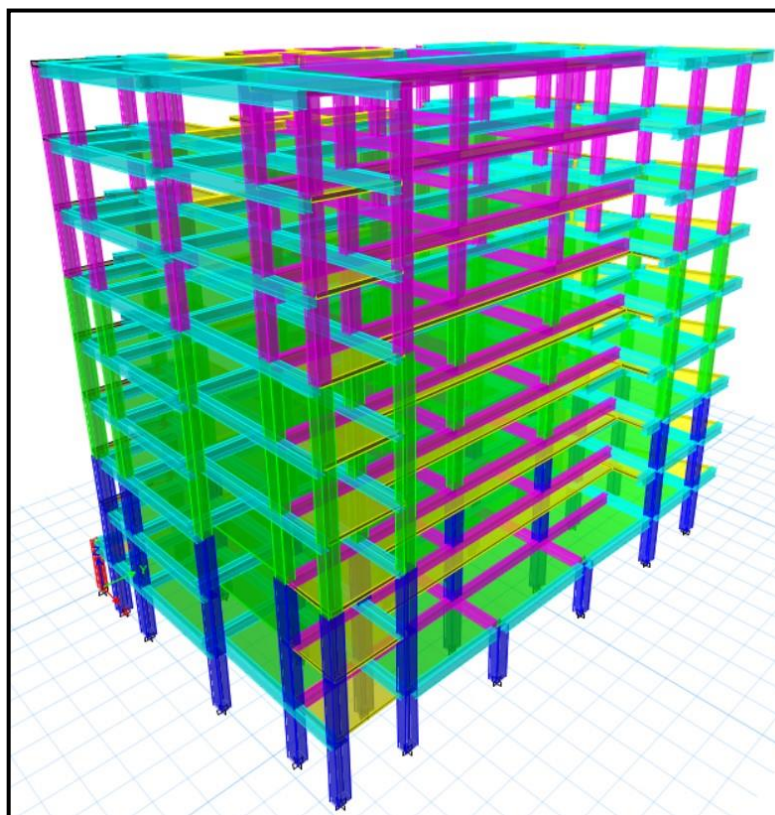


Figure IV.2 : Modèle initial de la structure en 3D

- Période et participation du model

Tableau IV.2: Pourcentage de participation massique

Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,141	1,32E-01	5,60E-01	1,32E-01	5,60E-01	7%
2	1,065	6,23E-01	1,44E-01	7,55E-01	7,04E-01	0%
3	0,968	1,44E-02	5,54E-02	7,70E-01	7,59E-01	69%
4	0,372	4,04E-02	6,15E-02	8,10E-01	8,21E-01	1%
5	0,351	7,03E-02	4,73E-02	8,80E-01	8,68E-01	0%
6	0,318	0,0059	8,30E-03	8,86E-01	8,77E-01	1,06E-01
7	0,208	2,69E-02	1,34E-02	9,13E-01	8,90E-01	1%
8	0,195	1,60E-02	0,0311	9,29E-01	9,21E-01	0%
9	0,177	3,40E-03	3,00E-03	9,32E-01	9,24E-01	4%
10	0,14	1,78E-02	3,70E-03	9,50E-01	9,28E-01	2,80E-03
11	0,129	4,50E-03	2,19E-02	9,55E-01	9,50E-01	6,00E-04
12	0,119	1,80E-03	1,80E-03	9,56E-01	9,51E-01	2,21E-02

À partir des résultats obtenus, il est possible d'observer que le taux de participation modal cumulé dépasse les 90 % à partir du mode numéro 8. Ce niveau de participation est généralement considéré comme suffisant pour garantir une représentation fiable du comportement dynamique global de la structure.

Par ailleurs, la période fondamentale relativement élevée indique que la structure présente un comportement souple, ce qui est cohérent avec l'absence de systèmes de contreventement à ce stade de l'étude.

L'analyse des formes modales montre également que la réponse de la structure dans les modes fondamentaux est principalement de type translationnel. Ce comportement suggère une certaine symétrie dans la répartition des masses et des rigidités, ce qui est favorable d'un point de vue dynamique, même en l'absence de dispositifs de contreventement.

Il n'est donc pas nécessaire de poursuivre les vérifications supplémentaires sur cette configuration, dans la mesure où, comme cela a été précisé précédemment, le système autostable ne peut être retenu comme solution définitive, compte tenu de la hauteur de la structure (30,6 m), qui dépasse les limites fixées par le RPA99 version 2003 pour ce type de système en zone de forte sismicité.

MODELE INTERMEDIAIRE

Cette configuration sera contreventée par un système de voiles porteurs dans le sens (x) et (y). Donc on prend $R=3.5$

Tableau IV.3 : Facteur de qualité suivant les deux sens [7]

Critère q	Observée (O/N)	Pq / xx	Observée (O/N)	Pq / yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	/	1.25	/	1.25

$$Q_x = 0.05 + 0.15 + 1 = Q_x = 1.25$$

$$Q_y = 0.05 + 0.15 + 1 = Q_y = 1.25$$

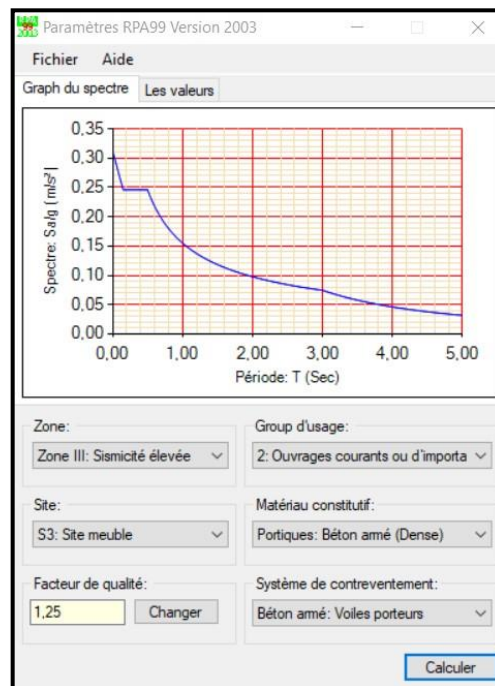


Figure IV.3 : Spectre re réponse

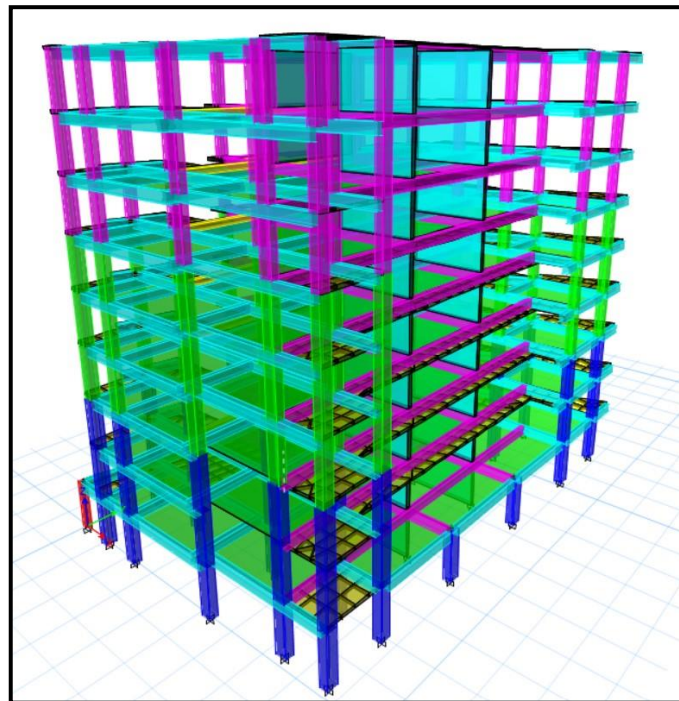


Figure IV.4 : Modèle initial de la structure en 3D

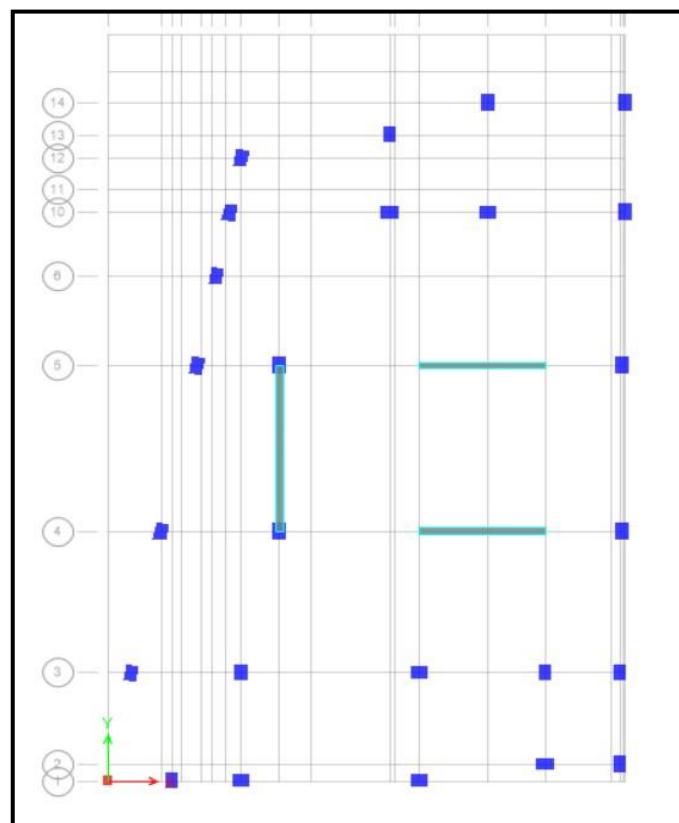


Figure IV.5 : Position des voiles

- Période et participation du model

Tableau IV.4 : Pourcentage de participation massique

Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,006	5,10E-03	1,67E-01	5,10E-03	1,67E-01	57%
2	0,806	6,88E-01	1,30E-03	6,93E-01	1,68E-01	0%
3	0,613	5,77E-06	5,25E-01	6,93E-01	6,93E-01	17%
4	0,315	4,00E-04	2,96E-02	6,94E-01	7,23E-01	9,67E-02
5	0,204	1,67E-01	2,00E-04	8,60E-01	7,23E-01	0%
6	0,165	0,0002	6,70E-03	8,61E-01	7,29E-01	4,64E-02
7	0,153	3,60E-05	1,60E-01	8,61E-01	8,90E-01	3%
8	0,106	1,78E-06	0,0049	8,61E-01	8,95E-01	2%
9	0,089	6,82E-02	2,71E-05	9,29E-01	8,95E-01	0%
10	0,086	2,00E-04	1,90E-03	9,29E-01	8,97E-01	3,00E-04
11	0,085	1,09E-05	1,00E-04	9,29E-01	8,97E-01	1,84E-05
12	0,085	0,00E+00	1,81E-05	9,29E-01	8,97E-01	1,11E-05
13	0,085	8,09E-07	1,14E-05	9,29E-01	8,97E-01	2,65E-06
14	0,085	0,00E+00	6,08E-06	9,29E-01	8,97E-01	2,14E-06
15	0,085	2,95E-06	2,00E-04	9,29E-01	8,97E-01	4,96E-05
16	0,085	7,13E-06	0,00E+00	9,29E-01	8,97E-01	7,27E-07
17	0,085	2,60E-06	1,00E-04	9,29E-01	8,97E-01	1,54E-05
18	0,075	3,46E-06	4,30E-03	9,29E-01	9,01E-01	1%

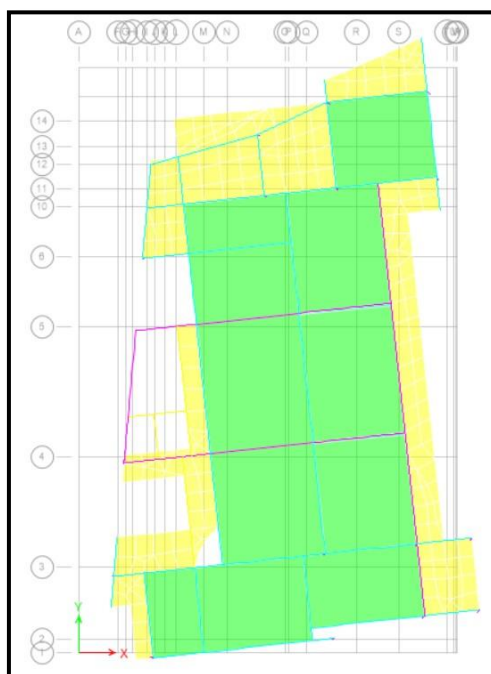


Figure IV.6 : MODE 1

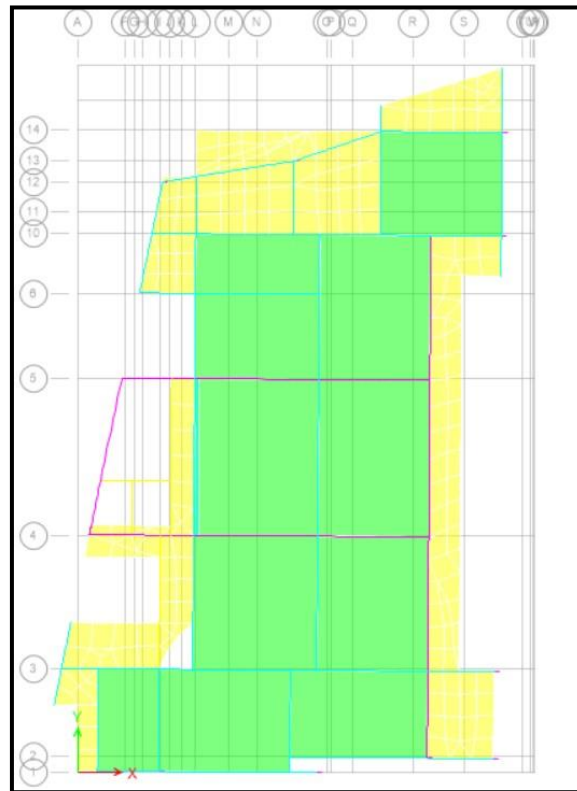


Figure IV.6 : MODE 2

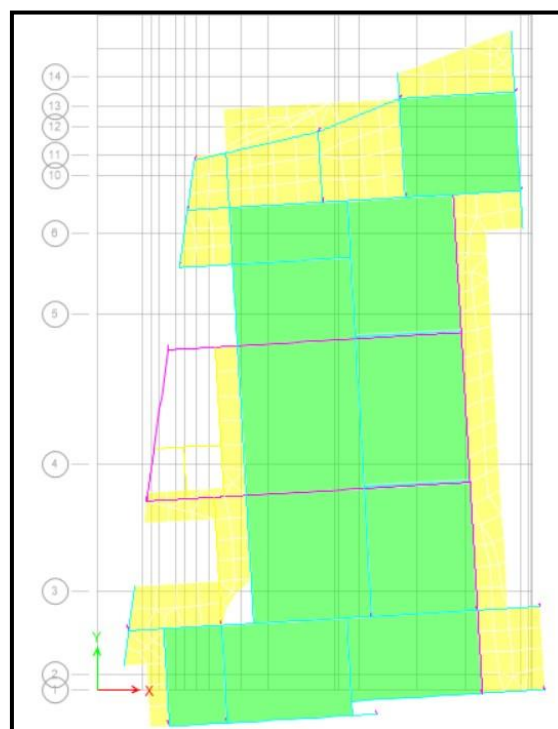


Figure IV.7 : MODE 3

L'analyse modale effectuée sur la structure modifiée montre que le taux de participation modale

cumulé dépasse les 90 % à partir du mode 18. Ce seuil est généralement admis comme satisfaisant pour assurer une représentation fiable du comportement dynamique global de l'ouvrage.

On observe également une diminution de la période fondamentale par rapport au modèle initial. Cette variation s'explique par l'introduction d'un système de contreventement constitué de voiles, ce qui a contribué à augmenter la rigidité globale de la structure.

Par ailleurs, l'étude des modes propres met en évidence une dominance des mouvements de rotation dans les premiers modes. Bien que le règlement ne formule pas d'exigence explicite à ce sujet, il est généralement préférable que les premiers modes soient dominés par des déplacements translationnels, dans la mesure où cela reflète une meilleure répartition des rigidités et des masses, et facilite l'interprétation du comportement dynamique.

□ Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{stat} . [7].

Si : $V_{dyn} < 0.8 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces,

déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V_{stat}/V_{dyn}$.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Tableau IV.5 : Les forces sismiques suivant les deux sens

	Fx	Fy
Ex max	6667.75 14	315.362 5
Ey max	315.362 5	6346.88

LA PERIODE	
PERIODE FONDAMENTALE T1 empirique = $C_t \cdot h_N^{(3/4)}$	0,65052063 sec
PERIODE FONDAMENTALE Tx empirique = $0,09 \cdot h_N / \text{racine}(D_x)$	0,59297839 sec
PERIODE FONDAMENTALE Ty empirique = $0,09 \cdot h_N / \text{racine}(D_y)$	0,49639755 sec
T empirique= min (T1 ; Tx ;Ty)	0,49639755 sec
T a prendre pour le calcul de D	0,64531681 sec

EFFORT TRANCHANT	
FORCE SISMIQUE $V_x = A \cdot Q_x / R$	0,08928571 W*D
FORCE SISMIQUE $V_y = A \cdot Q_y / R$	0,08928571 W*D
facteur de correction d'amortissement $\eta = \text{racine}(7/2 + \zeta)$	0,8819171
FACTEUR D'EMPLIFICATION D	1,85994081
FORCE SISMIQUE $V_x = ADQ_x W / R$	8520,58807 kN
FORCE SISMIQUE $V_y = ADQ_y W / R$	8520,58807 kN
FORCE SISMIQUE $V_x \text{ dyn} = \text{racine}(F_x^2 + F_y^2)$	6675,20504 kN
FORCE SISMIQUE $V_y \text{ dyn} = \text{racine}(F_x^2 + F_y^2)$	6354,7105 kN

Tableau IV.6 : Comparaison de V_{dyn} et 80%V

	$V_{t,dyn}$ (KN)	V (KN)	80%V (KN)	Ratio r%	$V_{t,dyn}$ > 80%V
$V_{x,dyn}$	6675.205	8520.588 1	6816.470	102 %	Non vérifiée
$V_{y,dyn}$	6354.710	8520.588 1	6816.470	107 %	Non vérifiée

□ Vérification du déplacement inter étage

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

$$\delta K = R \cdot \delta_{eK} \quad [7]$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement, R=4

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

$$\Delta K = \delta K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire la condition suivant donnée par [7]

$$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.01 de la hauteur de l'étage considéré.

Tableau IV.7 : Déplacement résultant suivant x et Y

20,9788644	17,0436699	34	62%	50%
23,1585265	21,1606319	34	68%	62%
25,0094311	25,1027992	34	74%	74%
25,8197176	27,3593173	34	76%	80%
26,138941	29,5938827	34	77%	87%
25,1809254	30,5341532	34	74%	90%
22,0423825	28,3678859	34	65%	83%
16,937062	23,7303112	34	50%	70%
7,77058725	11,8171984	34	23%	35%
0	0	0	0%	0%
Δk (mm) suivant x	Δk (mm) suivant y	0,01*h (mm)	ratio= $\Delta k/0,01h$ suivant x	ratio= $\Delta k/0,01h$ suivant y

□ Vérification de l'effet du deuxième ordre $P - \Delta$:

$$\theta = \frac{P k \cdot \Delta k}{V k \cdot h k} \leq 0.1$$

Tableau IV.8 : L'effet P-Δ selon le sens x-x et y-y

55,1532679	61,3456714	6092,4666	1706,5972	1539,7315	0,05791012	0,0713926
49,1593066	56,4760514	11569,2965	2917,4209	2743,6158	0,05733696	0,0700437
42,5425848	50,4301566	17046,1264	3831,0423	3678,6259	0,05567417	0,06873081
35,3970331	43,2579282	22630,387	4603,1902	4409,3023	0,05118244	0,06529936
28,0199709	35,4409804	28214,6477	5260,3223	5004,809	0,04420293	0,05876435
20,551702	26,9855854	33798,9083	5789,0079	5508,1033	0,03529128	0,04870275
13,3571519	18,2615416	39500,3718	6218,0984	5925,7597	0,0249562	0,03580269
7,05932837	10,1564313	45201,8353	6528,8481	6215,7234	0,01437487	0,02172334
2,22016779	3,3763424	51308,3997	6667,7514	6346,8805	0,00502477	0,00802778
0	0	//////////	//////////	//////////	//////////	//////////
Déplacement x-x (mm)	Déplacement y-y (mm)	W (kN)	Vx (kN)	Vy(kN)	θx (mm)	θy (mm)

Le modèle intermédiaire ne satisfait pas, dans sa configuration initiale, la condition réglementaire relative à l'effort tranchant à la base, conformément aux exigences du RPA99 version 2003. Bien que l'écart reste inférieur à 7 %, cette non-conformité impose une correction par amplification de la force sismique à la base.

Cette amplification a entraîné une légère augmentation des déplacements globaux, sans pour autant altérer significativement le comportement structurel. Après cette mise à jour, le modèle intermédiaire devient conforme à l'ensemble des exigences réglementaires.

Cependant, l'analyse modale met en évidence une prépondérance marquée des mouvements de rotation dans les modes fondamentaux. Ce type de comportement, bien qu'acceptable d'un point de vue réglementaire, nécessite une attention particulière, notamment par la vérification à la torsion des éléments exposés, en particulier ceux en périphérie.

Dans un objectif d'amélioration du comportement dynamique et de réduction des effets rotationnels, un modèle final sera proposé. Celui-ci visera à obtenir une répartition plus favorable des efforts et un comportement sismique plus équilibré.

MODELE FINAL

Cette configuration sera contreventée par un système de voiles porteurs dans le sens (x) et (y). Donc on prend $R=3.5$

Tableau IV.9 : Facteur de qualité suivant les deux sens [7]

Critère q	Observée (O/N)	Pq / xx	Observée (O/N)	Pq / yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	/	1.25	/	1.25

$$Q_x = 0.05 + 0.15 + 1 = Q_x = 1.25$$

$$Q_y = 0.05 + 0.15 + 1 = Q_y = 1.25$$

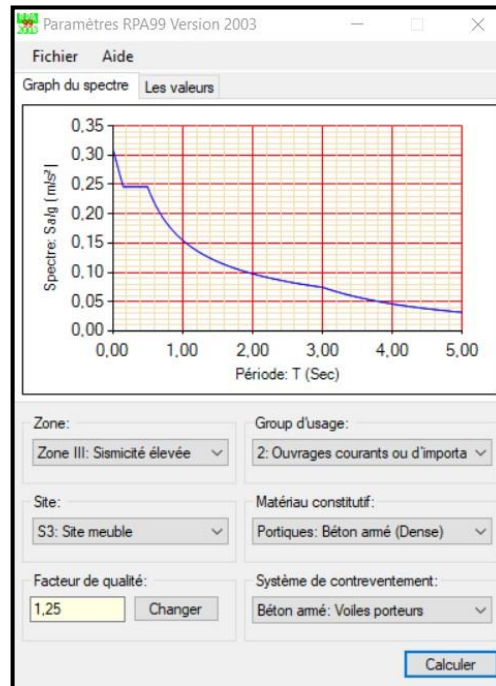


Figure IV.8 : Spectre re réponse

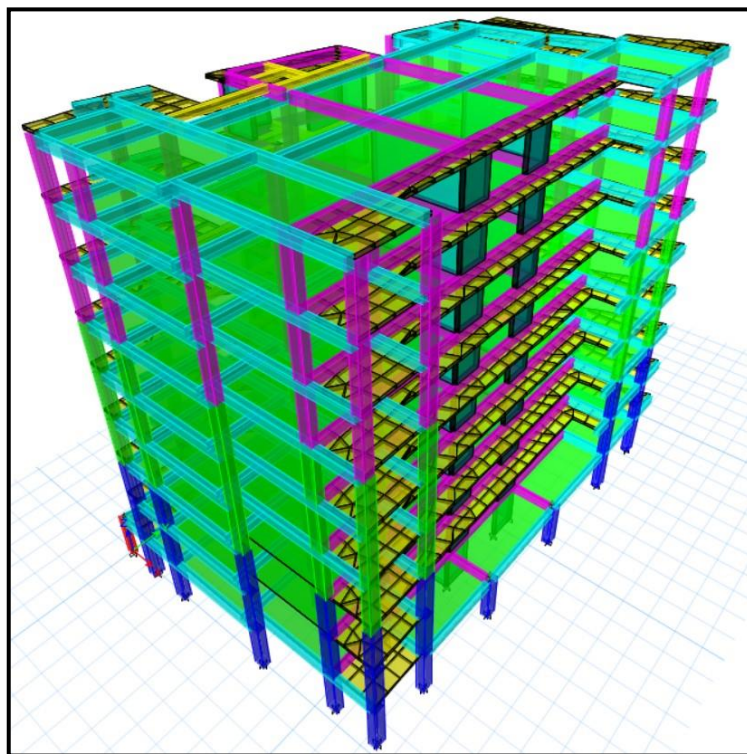


Figure IV.9 : Modèle initial de la structure en 3D

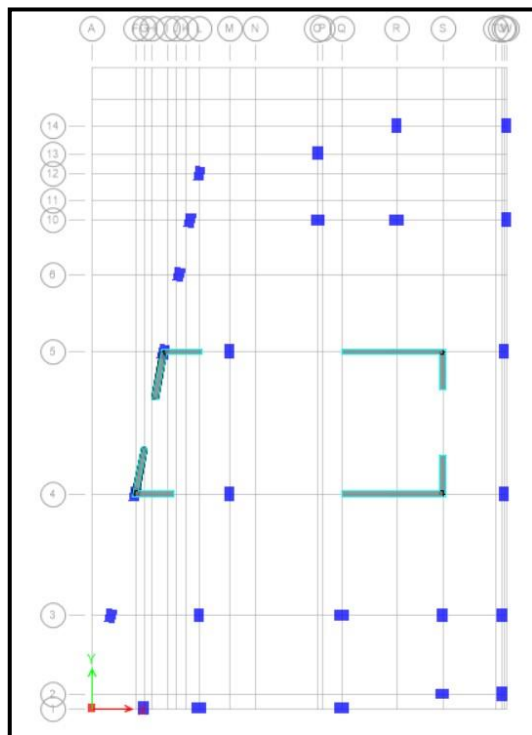


Figure IV.10 : Position des voiles

- Période et participation du model

Tableau IV.10 : Pourcentage de participation massique

Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,874	5,30E-03	6,95E-01	5,30E-03	6,95E-01	2%
2	0,781	1,58E-05	2,84E-02	5,30E-03	7,24E-01	71%
3	0,673	6,87E-01	5,10E-03	6,92E-01	7,29E-01	0%
4	0,243	7,00E-04	1,36E-01	6,93E-01	8,65E-01	3,00E-04
5	0,222	9,86E-06	1,20E-03	6,93E-01	8,66E-01	14%
6	0,164	0,1767	6,00E-04	8,69E-01	8,66E-01	1,90E-05
7	0,116	1,00E-04	4,99E-02	8,70E-01	9,16E-01	1%
8	0,107	1,24E-05	0,0065	8,70E-01	9,23E-01	5%
9	0,086	7,15E-06	7,00E-04	8,70E-01	9,23E-01	0%
10	0,085	1,97E-06	1,00E-04	8,70E-01	9,24E-01	3,30E-05
11	0,085	1,91E-06	1,00E-04	8,70E-01	9,24E-01	1,46E-05
12	0,085	6,64E-07	3,50E-05	8,70E-01	9,24E-01	1,12E-05
13	0,085	9,44E-07	1,82E-05	8,70E-01	9,24E-01	3,51E-06
14	0,085	2,19E-06	1,00E-04	8,70E-01	9,24E-01	2,60E-05
15	0,085	0,00E+00	2,65E-06	8,70E-01	9,24E-01	1,45E-06
16	0,085	0,00E+00	3,00E-04	8,70E-01	9,24E-01	0%
17	0,073	6,38E-02	3,41E-06	9,33E-01	9,24E-01	1,00E-04
18	0,071	3,45E-06	2,10E-02	9,33E-01	9,45E-01	1%

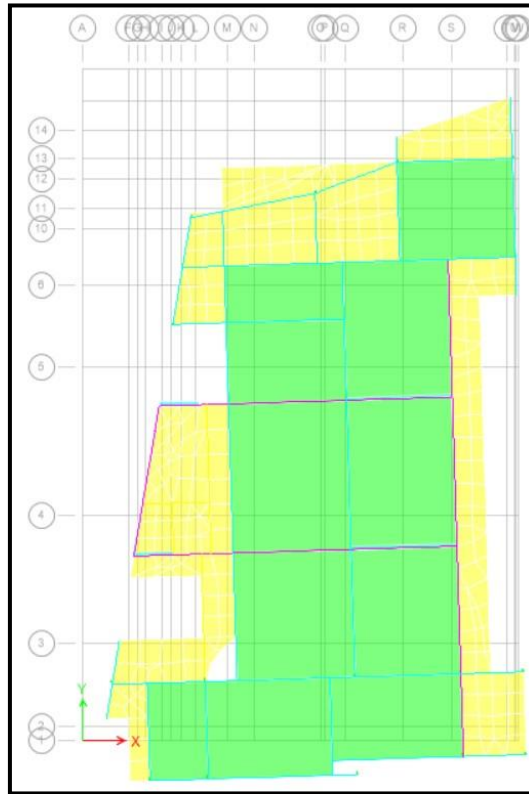


Figure IV.11 : MODE 1

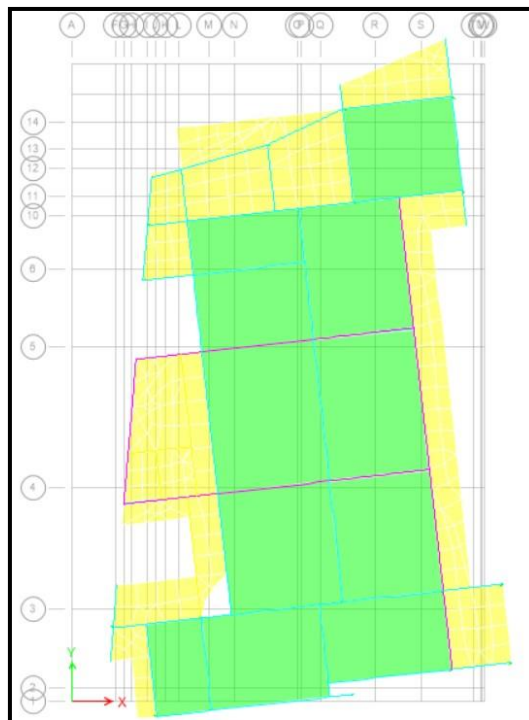


Figure IV.12 : MODE 2

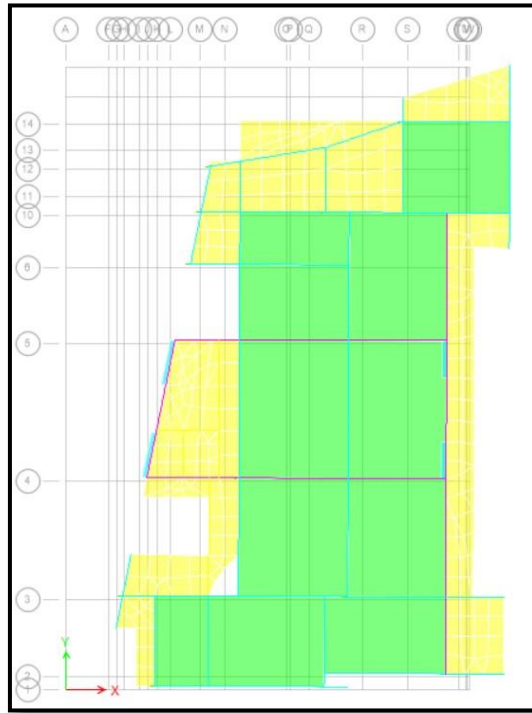


Figure IV.13 : MODE 3

L'analyse modale réalisée sur le modèle final met en évidence que le taux de participation massique cumulé dépasse les 90 %, atteignant précisément 93,3%, ce qui satisfait à la condition imposée par l'article 4.3.4 du RPA99 version 2003.

On constate également une diminution notable de la période fondamentale par rapport aux modèles précédents, principalement en raison de l'introduction des voiles de contreventement supplémentaires, qui ont significativement renforcé la rigidité latérale de la structure.

En ce qui concerne les modes propres, les résultats obtenus traduisent une évolution favorable du comportement dynamique. Les mouvements observés dans les modes fondamentaux sont globalement plus orientés en translation que dans le modèle intermédiaire, ce qui suggère une répartition plus efficace des rigidités et une réponse plus cohérente face à l'action sismique.

Vérification de l'effort tranchant à la base

les résultats sont comme suit :

Tableau IV.11 : Les forces sismiques suivant les deux sens

	F_x	F_y
Ex max	6667.7514	315.3625
Ey max	315.3625	6346.88

LA PERIODE	
PERIODE FONDAMENTALE T_1 empirique = $C_t \cdot hN^{(3/4)}$	0,65052063 sec
PERIODE FONDAMENTALE T_x empirique = $0,09 \cdot hN / \text{racine}(D_x)$	0,59297839 sec
PERIODE FONDAMENTALE T_y empirique = $0,09 \cdot hN / \text{racine}(D_y)$	0,49639755 sec
T empirique = $\min (T_1 ; T_x ; T_y)$	0,49639755 sec
T a prendre pour le calcul de D	0,64531681 sec

EFFORT TRANCHANT	
FORCE SISMIQUE $V_x = A \cdot Q_x / R$	0,08928571 $W \cdot D$
FORCE SISMIQUE $V_y = A \cdot Q_y / R$	0,08928571 $W \cdot D$
Facteur de correction d'amortissement $\eta = \text{racine}(7/2 + \zeta)$	0,8819171
FACTEUR D'EMPLIFICATION D	1,85994081
FORCE SISMIQUE $V_x = ADQ_x W / R$	8826,26375 kN
FORCE SISMIQUE $V_y = ADQ_y W / R$	8826,26375 kN
FORCE SISMIQUE $V_x \text{ dyn} = \text{racine} (F_x^2 + F_y^2)$	8548,50287 kN
FORCE SISMIQUE $V_y \text{ dyn} = \text{racine} (F_x^2 + F_y^2)$	7440,13736 kN

Tableau IV.12 : Comparaison de V_{dyn} et 80%V

	$V_{t,dyn}(KN)$	$V (KN)$	80%V (KN)	Ratio r%	$V_{t,dyn} > 80\%V$
$V_{x,dyn}$	8548.502	8826.26 3	7061.010	83 %	Vérifiée
$V_{y,dyn}$	7440.137	8826.26 3	7061.010	95 %	Vérifiée

- Vérification du déplacement inter étage

Tableau IV.13 : Déplacement résultant suivant x et Y

19,8271218	20,3523434	34	0,58315064	0,59859834
21,4236972	23,3411891	34	0,63010874	0,68650556
22,6426219	26,0522928	34	0,66595947	0,7662439
23,0648838	27,8047295	34	0,67837893	0,81778616
22,8994847	28,8697532	34	0,67351426	0,84911039
21,502678	28,4032195	34	0,63243171	0,83538881
18,6821601	25,6835053	34	0,5494753	0,75539721
14,064828	19,3359769	34	0,41367141	0,5687052
6,4687064	8,51021599	34	0,19025607	0,25030047
0	0	0	0	0
Δk (mm) suivant x	Δk (mm) suivant y	0,01*h (mm)	ratio= $\Delta k/0,01h$ suivant x	ratio= $\Delta k/0,01h$ suivant y

Vérification de l'effet du deuxième ordre $P - \Delta$:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Tableau IV.14 : L'effet P-Δ selon le sens x-x et y-y

48,736052	59,5294931	6339,7997	2108,0684	1760,0977	0,04310844	0,06306553
43,07116	53,7145378	12064,7742	3696,1966	3096,0074	0,04134965	0,06156447
36,9501037	47,0456266	17789,7488	4912,8402	4151,1108	0,03935264	0,05929879
30,4807831	39,6021144	23631,9262	5925,8631	5040,8649	0,03575154	0,05460514
23,8908164	31,657906	29474,1037	6776,233	5798,0729	0,03056359	0,04733258
17,3481064	23,4094051	35316,2811	7453,2262	6424,1456	0,02417708	0,03785045
11,2044841	15,2941995	41109,0444	7977,6044	6911,2244	0,01698157	0,02675656
5,86672413	7,95605512	46901,8077	8342,7984	7248,039	0,00970051	0,01514216
1,84820183	2,43149028	53149,086	8508,3409	7393,9575	0,00339564	0,00514058
0	0	//////////	//////////	//////////	//////////	//////////
deplacements x-x (mm)	deplacements y-y (mm)	W (kN)	Vx (kN)	Vy(kN)	θx (mm)	θy (mm)

Justification du coefficient de comportement :

PORTIQUES	VOILES	N (kN) Totale	% PORTIQUES	% VOILES
N (kN)	N (kN)			
37279,53	21004,48	58284,02	64%	36%

Récapitulatif

Tableau IV.15 : Récapitulatif des éléments finaux

Élément	Section
Poteaux (RDC+1 ^{er} +2 ^{ème})	55x75 (cm)
Poteaux (4 ^{ème} +3 ^{ème} +5 ^{ème})	50x70 (cm)
Poteaux (6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème})	45x65 (cm)
Poutres principales	35x60 (cm)
Poutres secondaires	35x60 (cm)
voilest sens X	Ep=30cm
voilest sens Y	Ep=30cm

Conclusion

L'étude dynamique est une étape essentielle dans l'analyse sismique d'une structure. Elle ne se limite pas à vérifier la conformité au RPA99 version 2003, mais permet aussi de mieux comprendre le comportement réel de l'ouvrage.

Dans cette étude, nous avons constaté que même si un modèle respecte toutes les exigences réglementaires, son comportement peut rester moins satisfaisant, notamment en raison d'une forte rotation ou d'une mauvaise répartition de rigidité. Une distribution plus appropriée des éléments de contreventement a permis d'améliorer la stabilité et le fonctionnement global de la structure.

Par ailleurs, il est important de noter que certaines solutions efficaces sur le plan structurel peuvent entraîner des ajustements au niveau architectural. D'où l'intérêt d'une collaboration précoce entre ingénieurs et architectes dès les premières étapes de la conception.

En résumé, l'étude dynamique est un outil d'aide à la décision qui influence directement la sécurité, la performance et le coût d'un projet.

1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.

2. Ferraillage des poteaux

2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s = 1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s = 348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 18,48\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s = 1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s = 400\text{MPa}$

2.2. Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon BAEL 91 [1] :

a.1.ELU : Situation durable

$$1.35G + 1.5Q$$

a.2.ELS : Situation durable

$$G + Q$$

a. Selon RPA 99 [2] : Situation accidentelle

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

Avec : G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}$, M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}$, N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}$, M^{corr})

2.3. Recommandations des « RPA 99 VERSION 2003 »

D'après le **RPA 99 VERSION 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

En zone de recouvrement $\implies 0.9\% \leq A_s/B \leq 6\%$.

En zone courante $\implies 0.9\% \leq A_s/B \leq 4\%$.

Avec : A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de 50 $\varnothing$ recouvrement en zone de recouvrement.
- La distance entre barres verticale dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. ferrailage des poteaux avec ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux en situation durable ($M^{\max}$, N^{corr})

^{1.}

Niveaux	Sections (cm^2)	$M^{\max}$ (kN)	N^{corr} (kN.m)	sollicitation	A_s (cm^2)	$A^{\min}$ (RPA) (cm^2)
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	55×75	26,94	-5063,91	SEC	0	33
3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème}	50×70	48,43	-3309,91	SEC	0	28
6 ^{ème} + 7 ^{ème} + 8 ^{ème}	45×65	32,62	1667,92	SEC	0	23,4

2. ferrailage des poteaux avec ($N^{\max}$, M^{corr}) :**Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\max}$, M^{corr})**

2.

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	sollicitation	A_s (cm ²)	$A^{\min}$ (RPA) (cm ²)
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	55×75	-1959,56	122,34	SEC	0	33
3 ^{ème} +4 ^{ème} + 5 ^{ème}	50×70	-1105,13	123,96	SEC	0	28
6 ^{ème} +7 ^{ème} + 8 ^{ème}	45×65	-261,19	136,17	SEC	0	23,4

3. ferrailage des poteaux avec ($N^{\min}$, M^{corr}) :**2.4. Choix des armatures****Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\max}$, M^{corr})**

4.

Niveaux	Sections (cm ²)	A^{cal} (cm ²)	$A^{\min}$ (cm ²)	$A^{\max}$ (Z.C) (cm ²)	$A^{\max}$ (Z.R) (cm ²)	<u>Choix des armatures</u>	A^{adp} (cm ²)
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	55×75	0	33	147	220	12T20	37.7
3 ^{ème} +4 ^{ème} + 5 ^{ème}	50×70	0	28	124	186,8	4T20+8T16	28,65
6 ^{ème} +7 ^{ème} + 8 ^{ème}	45×65	0	23,4	104	156	12T16	24,13

2.5. Vérification de l'effort tranchant**2.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

Selon le BAEL modifié 99 [1] :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T_u (MPa)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	τ_u^{RPA} (MPa)	τ_u^{BAEL} (MPa)	Vérification
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	55×75	162.53	0,438	3,17	0,04	1	3	ok
3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème}	50×70	131,72	0.418	3,4	0,04	1	3	ok
6 ^{ème} + 7 ^{ème} + 8 ^{ème}	45×65	87.69	0,333	3,66	0,04	1	3	ok

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 [1] :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases} \quad (\text{Art III.3.a Page BAEL91})$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$\varnothing_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone III)}.$$

Øl : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots\dots\dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

Lf : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des Poteaux :

Tableau V.5. Espacement maximums selon RPA99.

Niveaux	Sections (cm ²)	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	55×75	12T20	20	10	15
3 ^{ème} +4 ^{ème} + 5 ^{ème}	50×70	4T20+8T16	20 et 16	10	15
6 ^{ème} +7 ^{ème} + 8 ^{ème}	45×65	12T16	16	10	15

Tableau V.6. Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Lf (m)	λ_g	ρ_a	$T_u^{\max}$	Zone	St (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	$A_s^{\text{Adopté}}$ (cm ²)
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	55×75	2,38	4,33	3,75	162,53	N	10	1,65	6T10	4,71
						C	15	2,48	6T10	4,71
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	50×70	2,38	4,76	3,75	131,72	N	10	1,5	6T10	4,71
						C	15	2,25	6T10	4,71
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	45×65	2,38	5,29	2,5	87,69	N	10	1,35	6T10	4,71
						C	15	2,03	6T10	4,71

2.6. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \times \varnothing l$ (zone III) [1]

$\varnothing=25\text{mm}$ $L_r = 125\text{cm}$

$\varnothing=20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$

$\varnothing=16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$

$\varnothing=14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$

$\varnothing=12\text{mm}$ $L_r = 60\text{cm}$

Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- **Acier :**
 - Fissuration peu nuisiblepas de vérification.
 - Fissuration préjudiciable..... $\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, 150n \right)$
 - Fissuration très préjudiciable..... $\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{1}{3} f_e, 110n \right)$

Avec : $n=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 240 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N^{corr}, M^{max})

Tableau V.7. Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	N _{ser} (KN.m)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	55×75	19,46	-3679,78	SEC	188,53	240	13,22	15	4,71
									4,71
3 ^{ème} +4 ^{ème} + 5 ^{ème}	50×70	34,59	-2405,53	SEC	208,76	240	14,73	15	4,71
									4,71
6 ^{ème} +7 ^{ème} + 8 ^{ème}	45×65	23,10	-1213,92	SEC	87,69	240	5,14	15	4,71
									4,71

b. (N^{corr}, M^{max})

Tableau V.8. Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	N _{ser} (KN.m)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	55×75	84,81	-2137,79	SEC	162,53	240	12,2	15	4,71
									4,71
3 ^{ème} +4 ^{ème} + 5 ^{ème}	50×70	95	-1222,82	SEC	191,72	240	13,24	15	4,71
									4,71
6 ^{ème} +7 ^{ème} + 8 ^{ème}	45×65	135,5	-214,34	SEC	187,69	240	12,80	15	4,71

2.7. Ferrailage des poteaux du sous-sol

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait en compression simple, le ferrailage est donné par :

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

Br : Section réduite du poteau : $[Br = (a - 2)(b - 2)] \text{ cm}^2$

α : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration. $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau ($B = a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7 \times l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondère :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$N_u(SS1) = 4590,36 \text{ KN}$

- Poids du plancher..... $6,54 \times 35,73 = 233,67 \text{ KN}$
- Poids du poteau..... $(0,55) \times (0,75) \times (2,72) \times 25 = 28,05 \text{ KN}$
- Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 29,83 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 20,21 \text{ KN}$.

$G = 311,76 \text{ KN}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 35,73 = 53,60 \text{ KN}$

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 501,28 \text{ KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$N_u(SS2) = N_u(SS1) + N_{u1} = 5091,64 \text{ KN}$

b. Calcul du ferrailage :

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,88$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 2,72 \times 10^2}{15,88} = 11,99 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$$

$$Br = (55-2)(75-2) = 3869 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$As \geq \left(\frac{4590,36 \cdot 10^3}{0,83} - \frac{3869 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$As \geq - 46,98 \text{ cm}^2$$

$$As^{\min} = 0,9 \% B \text{ (selon le RPA99 version 2003)}$$

$$As = As^{\min} = 37,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } = 8T20 + 4T25 = 44,77 \text{ cm}^2$$

c. Détermination des armatures transversales :

Pour les poteaux d'infrastructure ; $At = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$.

Espacement en zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

Espacement en zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

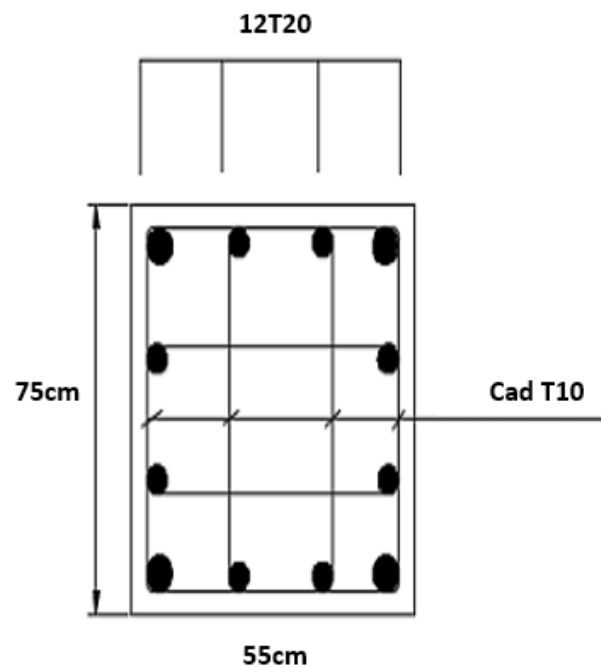


Figure V. 1 : Schéma de ferrailage des poteaux de sous-sol, RDC et 1^{er}, 2^{ème}.

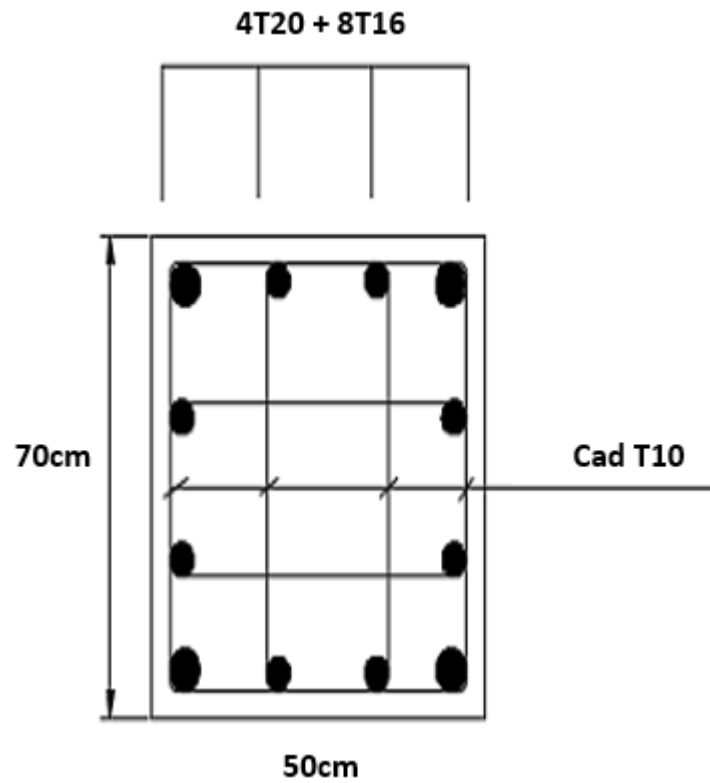


Figure V. 2 : Schéma de ferrailage des poteaux de 3^{ème} + 4^{ème} + 5^{ème}.

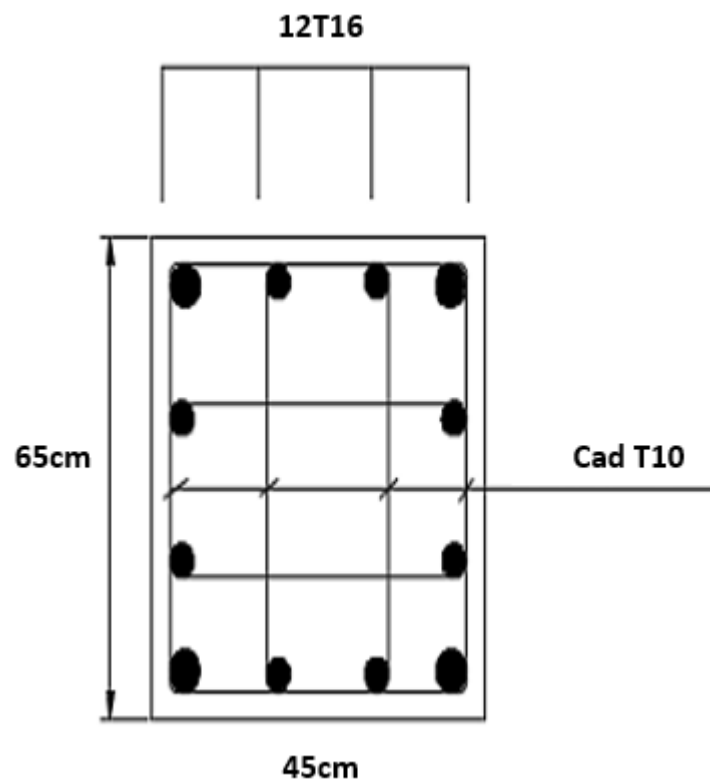


Figure V. 3 : Schéma de ferrailage des poteaux de 6^{ème} + 7^{ème} + 8^{ème}

3. Ferrailage des poutres

3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux, Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable et transitoire : $1.35 G + 1.5 Q$
- Situation accidentelle : $0.8 G \pm E$
 $G + Q \pm E$

N.B :

Les poutres sont calculées en fissuration peu préjudiciable (**Art IV3.a page 38 BAEL 91**)

3.2. Recommandations du RPA99 version 2003

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III .

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

3.3. Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre porteuse de : $35 \times 60 \text{ cm}^2$

Poutre non porteuse de : $35 \times 60 \text{ cm}^2$.

Ferrailage des Poutres

a. Poutre porteuse 35×60 :

Tableau V.9. Ferrailages des poutres porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
Etg. courant	35*60	Travée	113,50	6,27	0	10,5
		Appui	131,80	7,43	0	
Terrasse	35*60	Travée	-41,76	2,22	0	10,5
		Appui	85,75	4,73	0	

b. Poutre non porteuse 35×60 :

Tableau V.10. Ferrailages des poutres non porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
Etg. courant	35*60	Travée	153,42	8,82	0	10,5
		Appui	220,60	12,94	0	
Terrasse	35*60	Travée	56,96	3,15	0	10,5
		Appui	79,06	4,37	0	

3.4. Choix des armatures

Le ferrailage final adopte est donne par le tableau suivant :

Tableau V.11. Choix des armatures pour les poutres (30*60).

Niveaux	Position	As ^{max} (ZC) cm ²	As ^{max} (ZR) cm ²	As ^{min} (RPA) cm ²	As ^{cal} cm ²	Choix Des armatures	A's ^{Adopté} cm ²
Etg. courant	Travée	72	108	10,5	6,27	4T14+2T16	10,18
	Appui				7,43	4T14+2T16	10,18
	Travée	72	108	10,5	8,82	4T14+2T16	10,18
	Appui				12,94	4T16+2T20	14,32
Terrasse	Travée	72	108	10,5	2,22	4T14+2T16	10,18
	Appui				4,73	4T14+2T16	10,18
	Travée	72	108	10,5	3,15	4T14+2T16	10,18
	Appui				4,37	4T14+2T16	10,18

3.5. Condition de non-fragilité

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

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau V.12. Vérification de condition de non fragilité.

Section	$A_s^{\min}$ choisis (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)	Vérification
35x60	6,16	2,28	vérifiée
35x60	6,16	2,28	vérifiée

3.6. Vérification vis –à –vis ELS

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Sens porteur

Tableau V.13. Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Etg. courant	Travée	109,18	3.9	15	80,64	201,6	oui
	Appuis	262,43	7.58		185,9		
Terrasse	Travée	95,04	5.15	15	193,3	201,6	oui
	Appuis	76,49	7,86		191,05		

b. Sens non porteur

Tableau V.14. Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Etg. courant	Travée	105,45	5.48	15	81,11	201,6	oui
	Appuis	108,43	5.63		180,32		
Terrasse	Travée	74,89	2.69	15	93,59	201,6	oui
	Appuis	66,76	7,21		168,2		

3.7. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min(0,1 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \text{ fissuration non préjudiciable (Art III.2.a page 108BAEL).}$$

Avec :

- Tu: L'effort tranchant maximum.
- b: Largeur de la section de la poutre.
- d: Hauteur utile de la poutre.

Tableau V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres .

Niveaux	Section (cm ²)	Tu (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vérification
Etg. courant	35*60	181,47	0,96	3,25	OK
		342,13	1,81	3,25	OK
Terrasse	35*60	160,75	0,85	3,25	OK
		145,42	0,77	3,25	OK

b. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance

FeE400 ($f_e = 400\text{MPa}$).

- Selon le BAEL 91 [1] :

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

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K=1 : \text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)$$

- Selon le RPA version 2003 [2] :

$$A_t = 0,003S_t b$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16. Choix des armatures transversales pour les poutres.

Sens porteur	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC		
Poutres	342,13	1,81	40	14	20	14	20	1,8	4T8

3.8. Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi$ en zone III.

$\phi=10\text{mm}$ $L_r = 50\text{cm}$

$\phi=8\text{mm}$ $L_r = 40\text{cm}$

Arrêt des barres

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Armatures supérieures : } \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : $L_{max} = \max (L \text{ droite } , L \text{ gauche})$

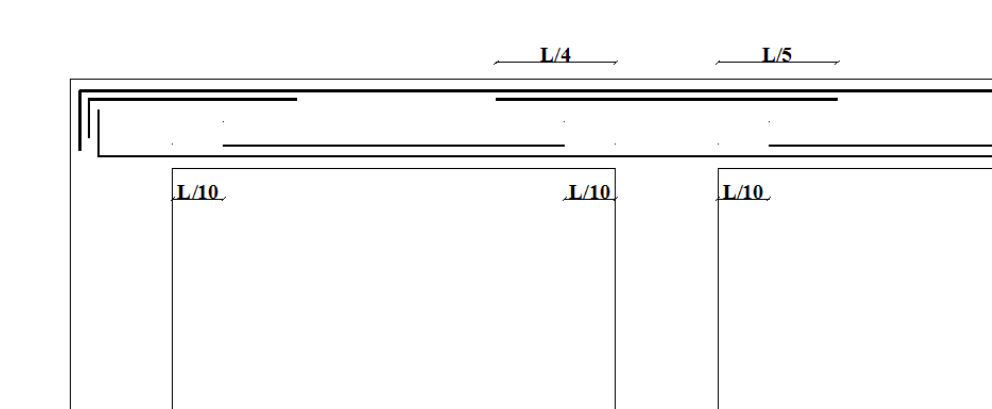
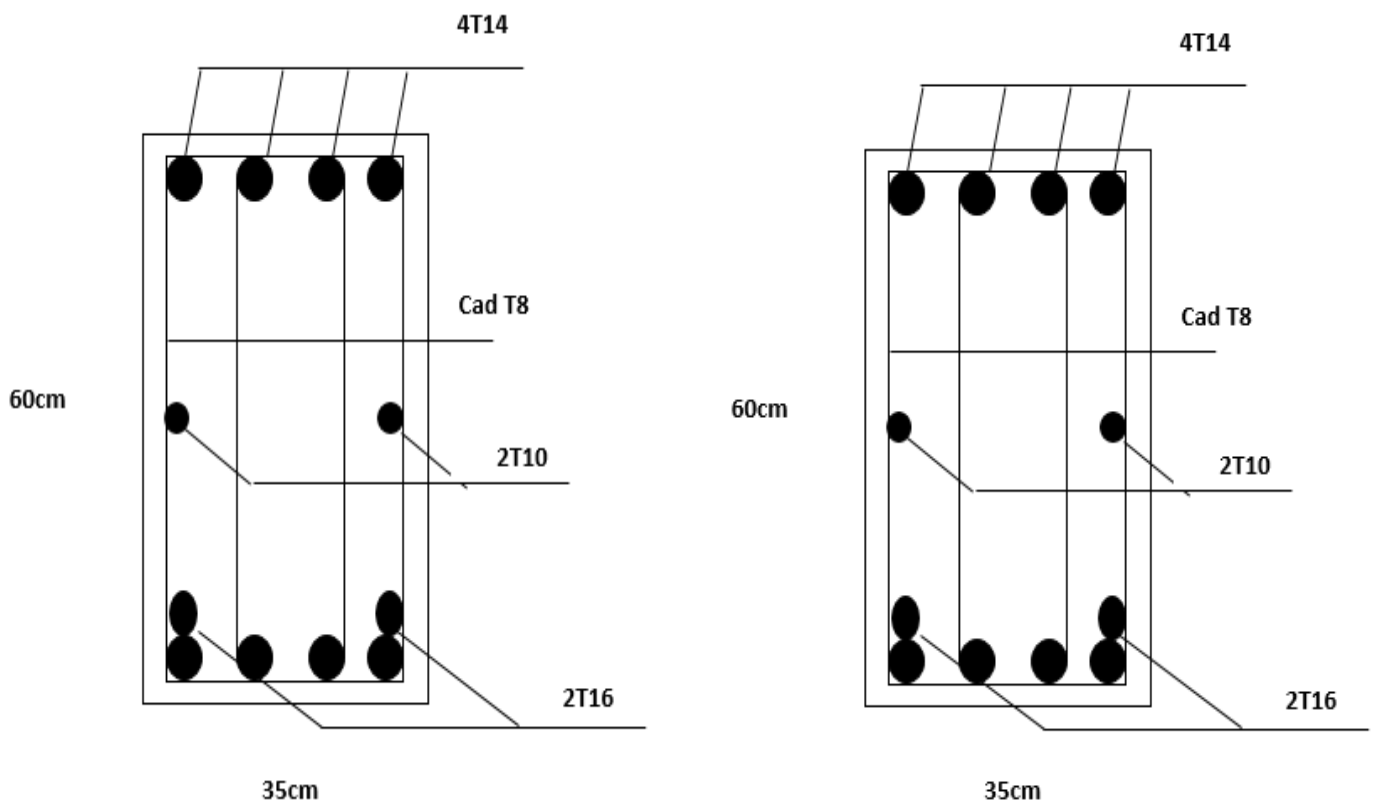


Figure V. 4 : Les arrêtes des barres.

3.9. Vérification de la flèche

Tableau V.17. Vérification de la flèche.

Poutres section (cm ²)	Niveaux	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
Poutre porteuse	Etg. courant	8.71	10	vérifiée
Poutre non porteuse	Terrasse	4.29	8	vérifiée



Travée

Appui

Etagé courant

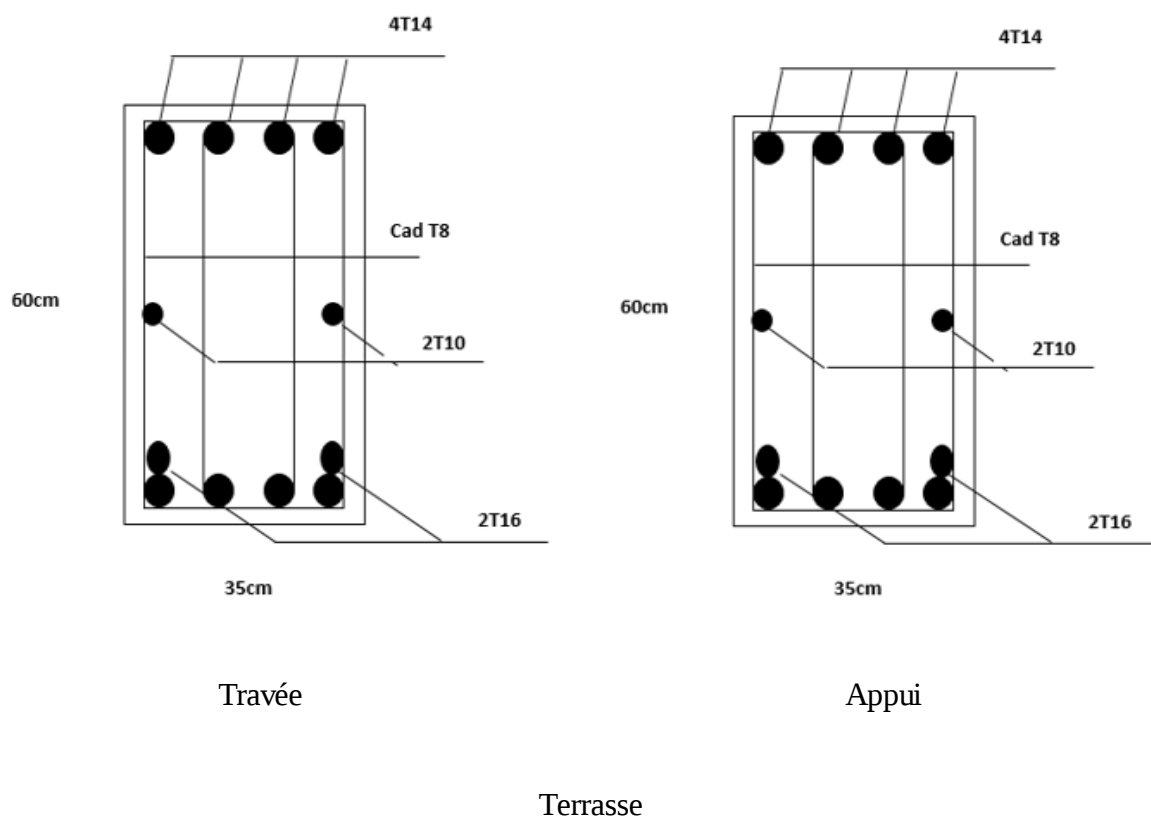
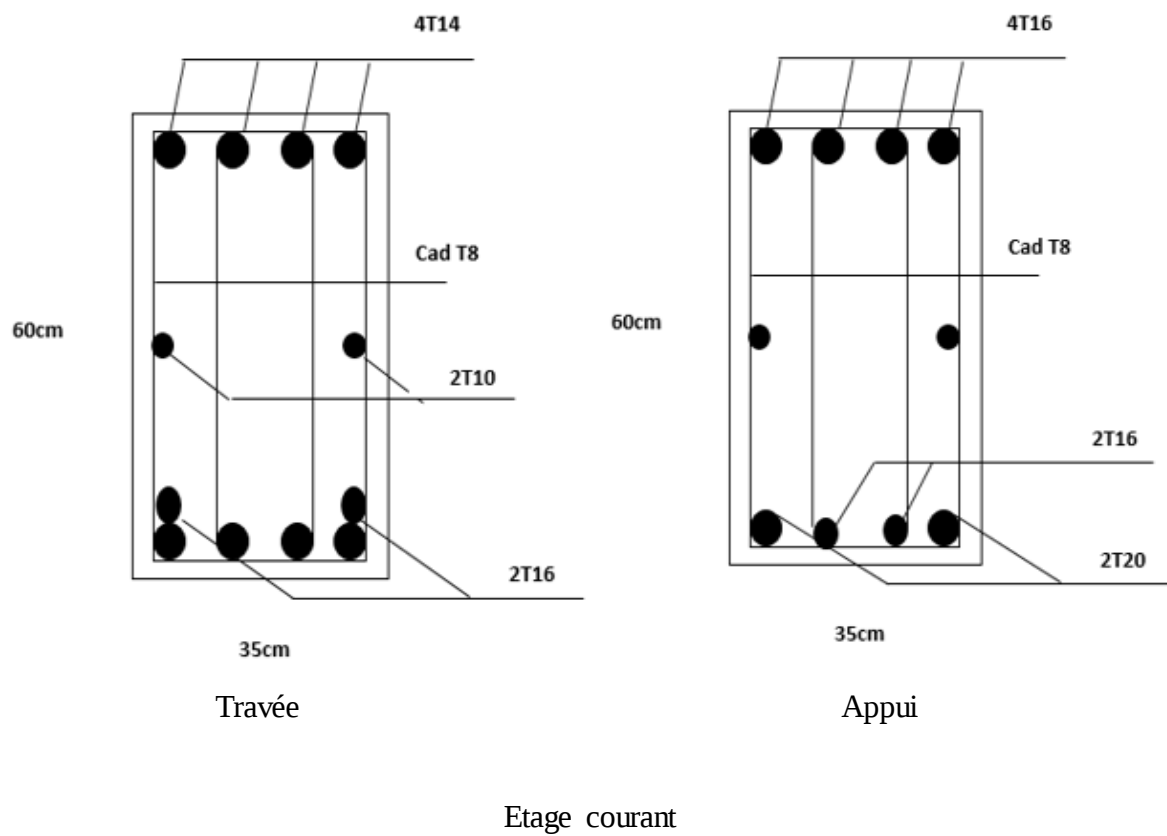


Figure V. 5 : ferrailage des poutres porteuses



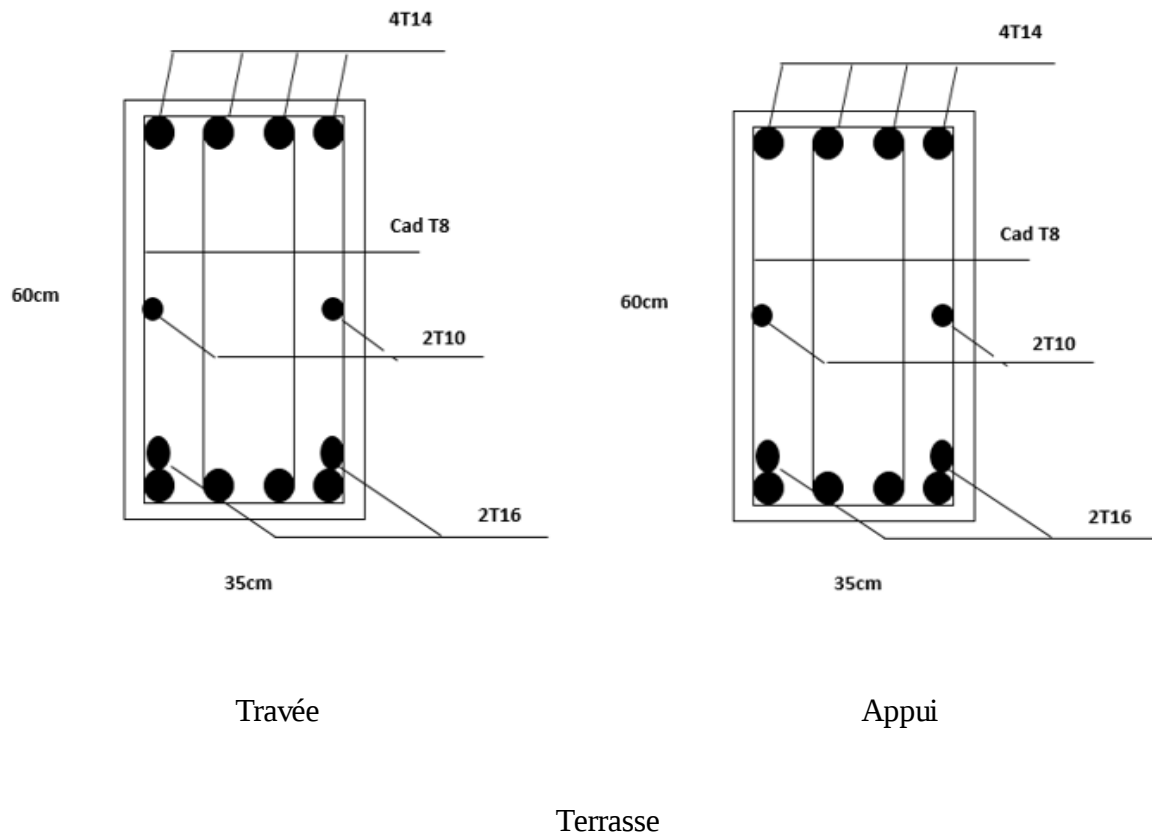


Figure V. 6 : ferrailage des poutres non porteuses

4. Ferrailage des voiles

4.1. Introduction[6]

Les voiles sont des écrans rigides ayant deux dimensions en plan (longueur, largeur) plus importantes que la troisième dimension (épaisseur).

Les voiles sont chargés dans leur plan et ont pour principales fonctions :

- De reprendre une partie des charges verticales revenant des planchers.
- De participer au contreventement de la structure.
- Protection contre les incendies (cages d'escaliers et ascenseurs).
- Isolation acoustique.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le ferrailage des voiles est constitué :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
- D'armatures horizontales, parallèles au plan du mur, uniformément réparties
- D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les extrémités des voiles sont soumises à d'importants efforts de traction et de compression, ce couple est repris par les armatures disposées dans ces zones. Des armatures horizontales et verticales distribuées au long de l'âme du voile auront pour rôle de reprendre l'effort tranchant.

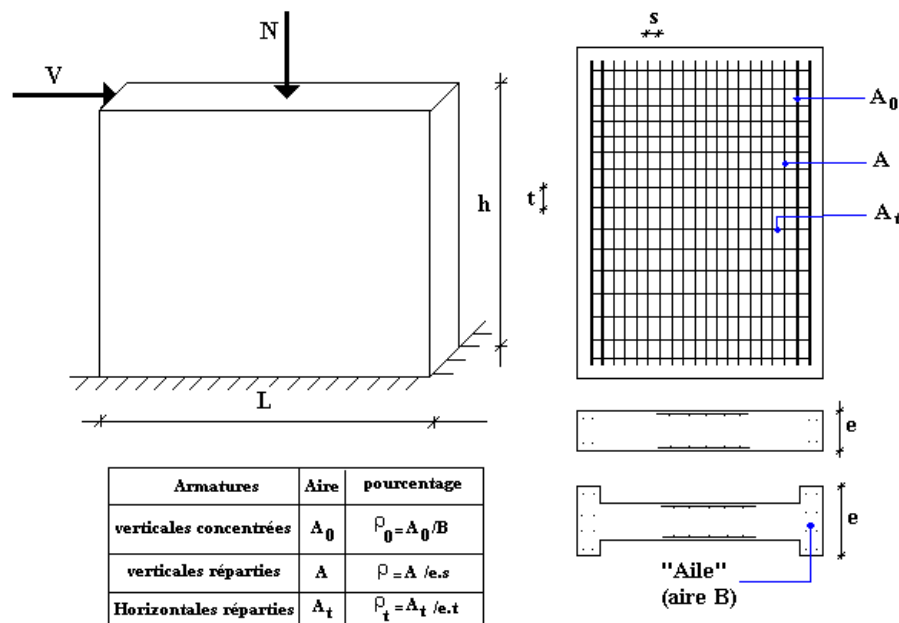


Figure V. 7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

➤ Préconisation du BAEL91

• Justifications sous sollicitations normales

a. Conditions d'application

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ Pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ Pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

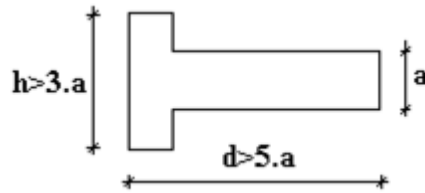


Figure V.8 : Définition de l'élément mur.

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

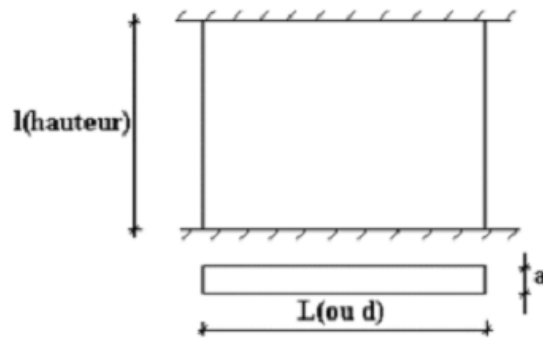


Figure V.1 : Dimension en élévation d'un mur.

- Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.18. Valeur de coefficient K.

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

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

Efforts de compression en ELU [6]

Soient :

- l_f : longueur de flambement (§. V.4.2.2.2).

- a : Épaisseur du voile.

- d : Longueur du voile.

- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : Limite élastique de l'acier.

- $\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).

- $\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

NB : Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau V.19. Calcule de σ_b et σ_{bna} .

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Remarque: La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

a. Niveaux de vérification [6]

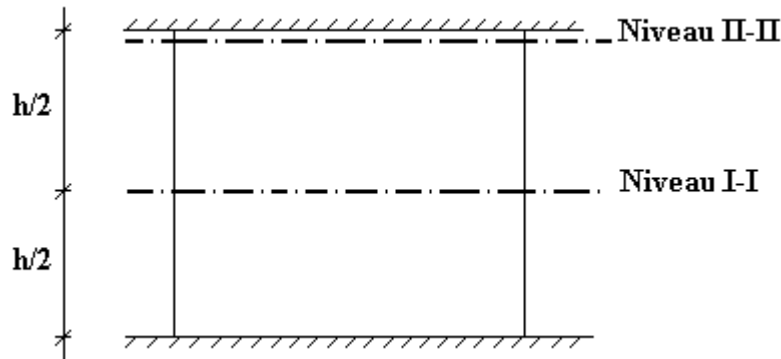


Figure V. 10 : Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

b. Aciers minimaux [6]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a.

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

Tableau V.20 : Acier verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)[5],[6]

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\text{lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t).

Tableau V.21: Acier transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espaceement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

Cisaillement [6]

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à 0.05 (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05 f_{c28}$).

- **méthode simplifiée basée sur les contraintes : (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - Zone comprimée

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression .

2 - Zone tendue

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction .

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec : F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

• Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8 f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8 f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **etabs**,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}).$$

• Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)

Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

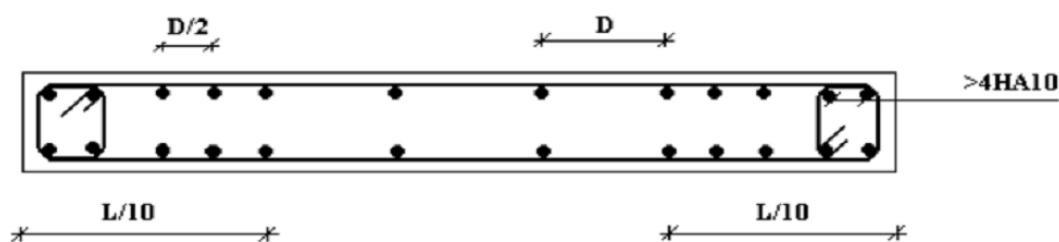


Figure V. 2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles .

- **Aciers horizontaux**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Règles communes**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- Présentation des résultats :

Après la visualisation de l'état des contraintes dans les voiles du bâtiment sous les combinaisons sismiques, nous avons déduit :

- 1- Les contraintes maximales en traction sont données par la combinaison
- 2- L'état de contrainte des voiles : (V1etV'1 ; V2etV'2) ; (V3etV'3 ; V4etV'4) est semblable.

Donc nous auront à calculer le ferrailage pour 2voiles uniquement.

Tableau V.22: Longueur et épaisseurs des voiles

Boutde voile	e(cm)	L(m)	Nombre de mailles	Longueur de la maille (m)
V1etV'1 ; V2etV'2	30	1.4	2	0.70
V3etV'3 ; V4etV'4	30	2	2	1

4.2. Exemple de calcul (V3etV'3 ; V42etV'4) :

Soit le voile de longueur

$$L = 2 \text{ m}$$

$$a = 0.3 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3.4 \text{ m (hauteur de RDC)}$$

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même $L=1 \text{ m}$ et de Section

$$S = a \times L \rightarrow S = 0.20 \text{ m}^2$$

- Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3,74 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3.4 - 0.6 = 2.8 \text{ m}$ (0.6 m : hauteur de la poutre).

-

Tableau IV.23. Calcul de σ_b et σ_{bna} pour le voile V5.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0.85 \times 2.8 = 2.38$	$0.80 \times 2.8 = 2.24$
Elancement λ		$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.3} = 41.22$	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.3} = 38.80$
Coefficient α		0.99	0.88
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1 \text{ m}$	M²	$(a - 0.02)1 = (0.30 - 0.02)1 = 0.28$	0.28
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1 \text{ m}$	MPa	$\frac{0.99 \times 0.28 \times 25}{0.9 \times 1.15 \times 0.2 \times 0.412}$ 8,13	$\frac{0.88}{0.2} \left(\frac{0.28 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ 14 MPa

Remarque :

Lorsque la contrainte en compression dans le voile est tel que :

alors :

- $A_s = 0.1\%$ de B

- $B=a \cdot l$ maille

$$B=(20)(1)=20\text{cm}^2 .$$

$$A_s = 0.2 \text{ cm}^2.$$

Tableau V.24: Calcul des armatures verticales détaillé de voiles V3etV'3 ; V4etV'4

Maille $L_i=1 \text{ m}$	1	2
Dimensions (m²) $(a \cdot l) = S_j$	0.2	0.2
Contrainte moyenne par maille σ_j(MPa)	7.37	10.12
Force de traction F_t(MN) = $\sigma_j S_j$	1.47	2.02
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s=1$)	29.48	40.48
Aciers minimaux (cm²) Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$ Selon RPA99: 0,2 % $S_{\text{béton}}$	1.4 2.8	
choix	2x5T14	2X6T16
A_v adopté	15.4	24.62
S_i :espacement (cm)	20	10
$S_i \leq (1,5a ; 30\text{cm})$ $S_i \leq 30\text{cm}$	Vérifier	Vérifier

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) : « RPA99 version 2003 »**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot 1$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,12 \times (200) \times (1000)}{400} \times 1,4 = 8,62 \text{ cm}^2 .$$

Choix : 2x6T10=9,42 cm² .

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,1) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 3,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{ \text{Section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (15,71) = 10,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a \cdot l = \frac{0,15}{100} (20) (100) = 3 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 10,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5 \text{HA}12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}.$$

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge 0.8GE .

Résultats pour le reste des voiles du bâtiment :

Tableau V.25 : Armatures verticales Etage courant & RDC du V3etV'3 ; V4etV'4

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{V \text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	1	0.2	7.37	1.47	26.4	2x10T14	30.79	10
	2	1	0.2	10.12	2.01	40.4	2x10T16	40.21	10
1 ^{ère} - 3 ^{ème}	1	1	0.2	3.26	0.65	24	2x6T16	28.14	15
	2	1	0.2	6.01	1.2	13	2x6T12	13.58	15
4 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	1	0.2	1.73	0.35	8.8	2x5T12	11.3	20
	2	1	0.2	2.20	0.44	7	2x4T12	9.04	25

- **Voile : V1etV'1 ;V2etV'2**

Soit le voile de longueur :

- $L = 1.4 \text{ m}$
- $a = 0,2 \text{ m}$ (épaisseur)
- $h_e = 3.4 \text{ m}$ (hauteurs RDC) .

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même $L=0.70\text{m}$ et de section

$$S = a \times L \rightarrow S = 0.140\text{m}$$

a- Armature vertical:

Tableau V.26: Armatures verticales V2 et V'2 V1etV'1

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{V\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0.7	0.140	6.95	0.973	19.46	2x7T14	21.56	7.5
	2	0.7	0.140	9.58	1.34	26.8	2x7T14	28.14	7.5
1 ^{ère} - 3 ^{ème}	1	0.7	0.140	3.3	0.46	15	2x7T14	15.84	7.5
	2	0.7	0.140	5.37	0.75	9.2	2x3T12	9.24	15
4 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0.7	0.140	1.61	0.22	5.6	2x3T14	9.24	15
	2	0.7	0.140	2.03	0.28	4.4	2x3T12	6.78	15

- **Armature verticale de compression**

$$\sigma_{\text{comp}}^{\text{mac}} = 0.85 \text{ MPa} < \sigma_{\text{bna}} = 8.47 \text{ MPa}$$

Donc on va adopter la section minimale tel que :

Aciers minimaux (cm²) :

1. Selon [2] : $0,1\% S_{\text{béton}}$

2. Selon [1] : $0,2\% S_{\text{béton}}$

$$A_v = \text{Max}(0,1\% S_{\text{béton}} ; 0,2\% S_{\text{béton}}) .$$

- **Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression**

Tableau IV.27. Calcul des aciers de compression.

Voiles	Li (m)	S (m ²)	0,2% Sbéton (cm ²)	Choix	Av adop (cm ²)
V3etV'3 ; V4etV'4	1	0.2	4	2x 4T10	6.28
V2 et V'2 V1etV'1	0.7	0.140	2.8	2x4T10	6.28

b- Acier de bétonnage (acier de couture) :

Tableau V.28: calcul des aciers de coutures des voiles

Voile	Zone	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Choix	$A_{adopté}$ (cm ²)
V2 et V'2 V1etV'1	1	1.3	5.60	2X3T14	9.23
	2	0.87	3.75	2X3T14	9.23
	3	0.49	2.11	2X3T14	9.23
V3etV'3 ; V4etV'4	1	1.39	5.99	2X3T14	9.23
	2	0.80	3.44	2X3T14	9.23
	3	0.47	2.02	2X3T14	9.23

Armature horizontaux :

Tableau V.29: calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Zone	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Choix	
V2 et V'2 V1etV'1	1	1.3	2.03	8.01	2.94	2x4T14	12.31
	2	0.87	1.35	5.59	2.94	2x4T14	12.31
	3	0.49	0.76	3.08	2.94	2x4T14	12.31
V3etV'3 ; V4etV'4	1	1.39	3.47	5.99	2.28	2x4T14	12.31
	2	0.80	1.25	3.45	2.28	2x4T14	12.31
	3	0.47	0.73	2.03	2.28	2x4T14	12.31

4.3. Dessin de ferrailage :

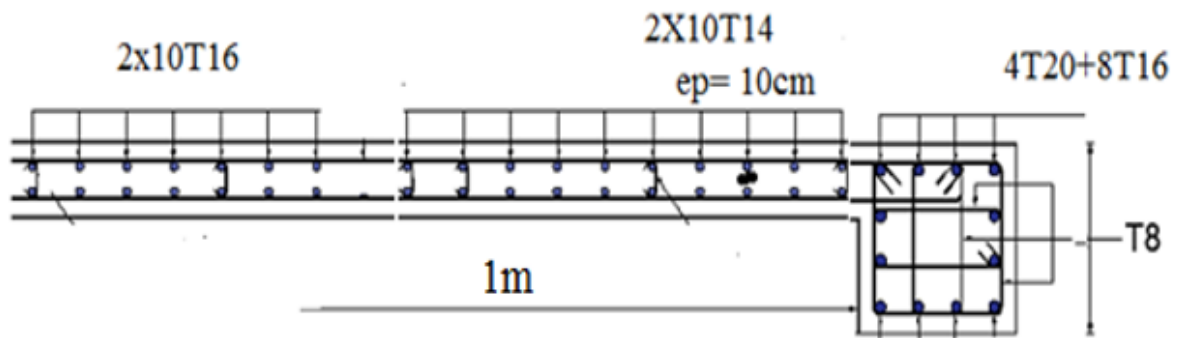


Figure V. 12 : Dessin de ferrailage de voile V3etV'3 ; V4etV'4 du RDC .

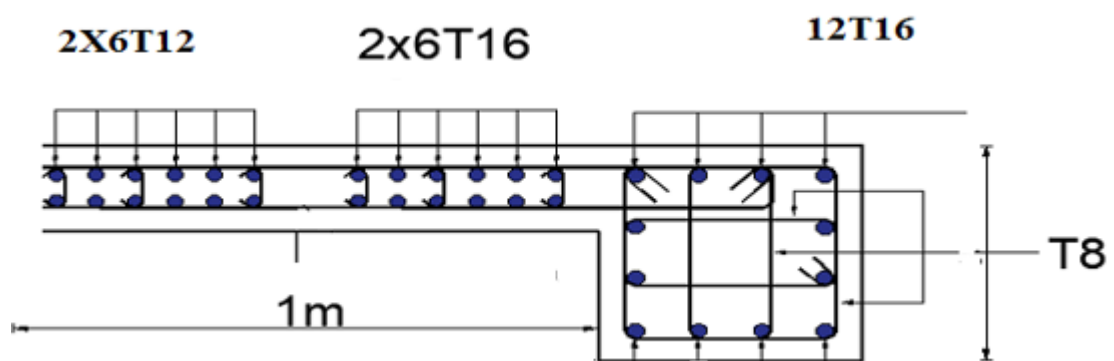


Figure V. 13 : Dessin de ferrailage de voile du V3etV'3 ; V4etV'4 1^{ère} -3^{ème}.

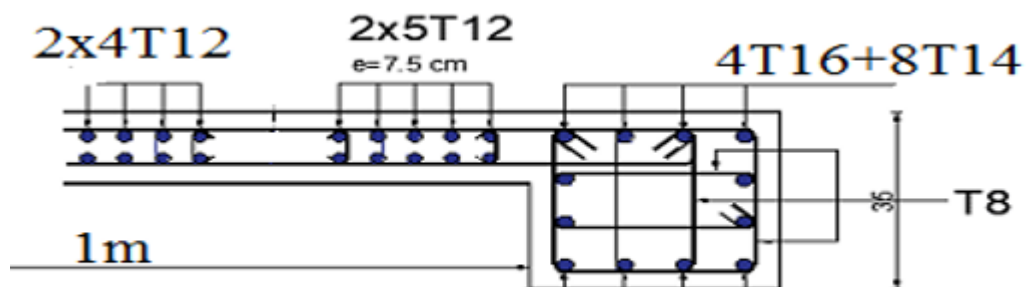


Figure V. 14: Dessin de ferrailage de voile du V3etV'3 ; V4etV'4 du 3-8^{ème}.

1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle.
- Semelle isolée.
- Semelle filante sous mur.
- Semelle filante sous poteaux.
- Semelle filante croisées.
- Radier général.
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

Choix de type de fondation

- Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres :
- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol} .
- La classification du sol.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte Admissible égale à 2 bars.

1.2. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les Différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{gr}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{gr}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=2,50$ bar .

S_{nec} : Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

1.2.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

A est déterminée par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec: $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2$ bars

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

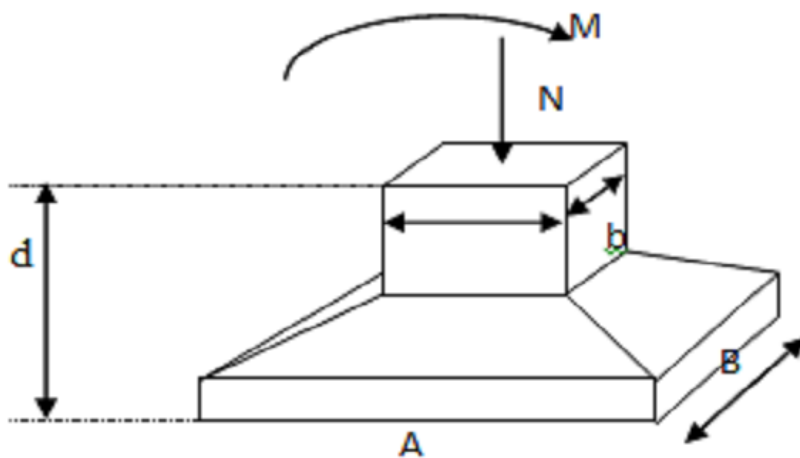


Figure VI. 1 : .Semelle isolé sous poteau.

Avec

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

Tableau VI.1: Sections des semelles isolées.

N° Poteaux	N (kN)	S (m ²)	A(m)	Achoisie(m)
42	1393,05	6.96	2.63	2.7
38	1264,36	6.32	2.51	2.6
44	1228,09	6.14	2.48	2.5
43	1225,19	6.12	2.47	2.5
41	1185,15	5.92	2.43	2.5
16	1143,59	5.72	2.43	2.5

28	1137,94	5.68	2.38	2.4
12	1131,96	5.65	2.37	2.4
22	1127,19	5.63	2.37	2.4
39	1016,69	5.08	2.25	2.3
3	1002,1	5.01	2.24	2.3
6	997,99	4.98	2.23	2.2
35	957,07	4.78	2.18	2.2
34	951,72	4.75	2.17	2.2
37	948,51	4.74	2.16	2.2
46	944,54	4.72	2.16	2.2
32	908,95	4.54	2.13	2.2
27	892,14	4.46	2.11	2.2
33	890,1	4.45	2.10	2.1
18	885,72	4.42	2.10	2.1
9	865,16	4.32	2.08	2
36	863,79	4.31	2.07	2
13	859,75	4.29	2.07	2
4	856,89	4.28	2.06	2
30	844,69	4.22	2.05	2
29	835,58	4.17	2.04	2
40	798,49	3.99	1.99	1.9
31	791,76	3.95	1.98	1.9
8	768,09	3.84	1.96	1.9
2	734,08	3.67	1.92	1.9
17	710,48	3.55	1.88	1.8
26	709,8	3.54	1.88	1.8
19	605,28	3.02	1.74	1.7
24	598,1	2.99	1.73	1.7
23	584,21	2.92	1.71	1.7
21	583,47	2.92	1.70	1.7
11	570,81	2.85	1.69	1.6
15	570,72	2.85	1.69	1.6
14	546,46	2.73	1.65	1.6
10	529	2.65	1.63	1.6
5	291,07	1.45	1.2	1.5
20	276,51	1.38	1.17	1.5
1	275,21	1.37	1.17	1.5
25	272,03	1.36	1.16	1.5

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,50 \times A$

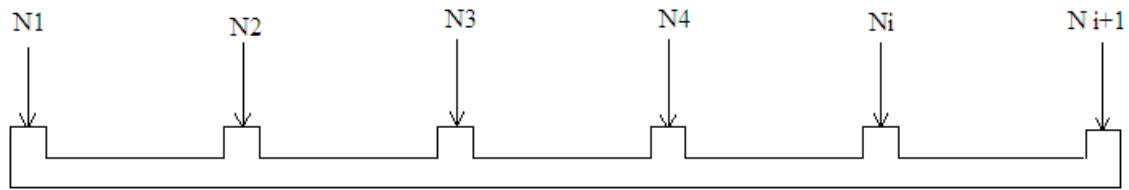
Tel que : $L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximum de la semelle ($A=2.7$ m).

On a $L_{\min}=2,38 < 1,50 \times A=4,05$ non vérifié

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

1.2.2. Semelles filantes**Figure VI. 2 : Semelles filantes.**

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.2: Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	L(m ²)	B(m)	B ^{choisie} (m)	Ss(m)
A-A	9124.27	16.30	2.79	2.8	45.64
B-B	17211.17	26.30	3.27	3.3	86.79
C-C	9376.55	26.30	1.78	1.8	47.34
D-D	9825.29	26.30	1.86	1.9	49.97
E-E	9025.22	26.30	1.71	1.7	44.71
F-F	8864.64	26.30	1.68	1.7	44.71
G-G	9155.14	26.30	1.74	1.8	47.34
H-H	16850.77	26.30	3.20	3.2	84.16
I-I	8954.61	16.30	2.74	2.8	45.64

Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_{néc}}{S_{BAT}} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_{néc}}{S_{BAT}} = \frac{451.59}{510.36} = 88.48 > 50\%$$

Conclusion

La surface totale de la semelle est dépassée 50% de la surface d'emprise du bâtiment; pour cela on a opté pour un choix du radier générale comme type de fondation pour ancrer cet ouvrage.

1.2.3. Radier générale**1.2.3.1. Introduction**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut-être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré renversé (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

- Pour savoir si notre fondation est un radier général on doit vérifier la condition suivante :

Si $\frac{S_{néc}}{S_{bati}} (\%) > 50\%$ alors la fondation nécessite un radier.

- Superstructure :

NG = 43862.63 kN

NQ = 4974.89 kN

- Infrastructure (sous-sol) :

NG = 4156.08 kN

NQ = 2254.24 kN

Donc au totale on a : NG = 48018,71 kN ; NQ = 7229,13 kN .

avec : $\sigma_{sol} = 2$ bars.

Afin de prendre en considération le poids propre des fondations on devra majorer la charge permanente de 10%.

Alors :

$N = 1.1 NG + NQ = 1.1 * 48018,71 + 7229,13 = 60049,71$ kN.

$$S_{nécc} \geq \frac{60049,71}{200} = 300,25 \text{ m}^2.$$

$$S_{bat} = 510,36 \text{ m}^2.$$

$$\frac{S_{nécc}}{S_{bat}} = \frac{300,25}{510,36} * 100 = 0,59\% \geq 50\%$$

On optera donc dans notre cas un radier généralisé comme fondation à notre bâtiment avec un débord de 50 cm pour chaque côté ce qui donne :

La Surface totale du radier sera donc égale à **557,73 m²**.

1.2.3.3. Pré-dimensionnement du radier

1. la dalle :

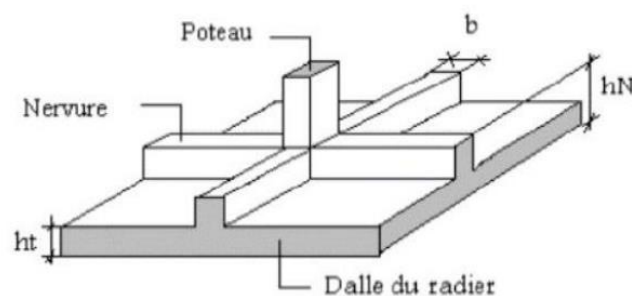


Figure VI. 3 : Schéma du radier nervuré.

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a-Condition forfaitaire [4]

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ avec : } L_{max} = 6,88 \text{ m.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

Donc : $h \geq 34,4 \text{ cm}$ On choisit $h_1 = 35 \text{ cm}$

b- Condition de cisaillement

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$.

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$$

Avec:

$N_u = N_u (\text{superstructure}) + N_u (\text{sous-sol})$.

$N_u = 66093,99 \text{ kN}$.

$L = 6,88 \text{ m}$ et $b = 1 \text{ m}$.

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 10.97 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$h \geq \text{Max} (h_1; h_2) = 35 \text{ cm.}$$

2. la nervure :

a. Condition de coffrage : (Largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{688}{10} = 68,8 \text{ cm.}$$

On opte pour $b=80 \text{ cm}$

- **Hauteur de la nervure :**

a- Condition de la flèche :

$$\text{La hauteur de } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{On a } L_{\max} = 688 \text{ m. } 45,87 \leq h_{N1} \leq 68,8$$

$$\text{Soit : } h_{N1} = 50 \text{ cm}$$

b- Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $(\pi/2 L_e \geq L_{\text{entre axe}})$ Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000 \text{ MPa}$).

b: Largeur de la semelle ($b=5 \text{ m}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

- $K=4 \text{ [kg/cm}^3\text{]} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 \text{ [kg/cm}^3\text{]} \rightarrow$ pour un très bon sol.

On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K=4 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$.

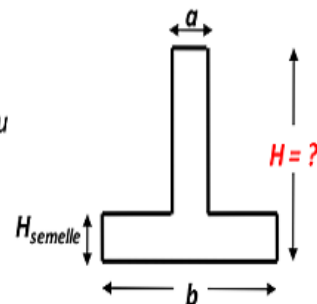
La hauteur de la nervure se calcule par la formule de la flèche suivante :

- **Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure :**

le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition

entre – axe des poteaux $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$ soit satisfaite

et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).



$b = 5 \text{ m}$, $h_{\text{semelle}} = 0.35 \text{ m}$, $a = 0.68 \text{ m}$, entre-axe des poteaux = 6,88m.

Tableau VI.3. Hauteur de la nervure calculée par une procédure pratique.

Hauteur de nervure(m)	1	1.1	1.2
$I \text{ (m}^4 \text{)}$	0.0964	0.1281	0.1662
$L_e \text{ (m)}$	1.49	2.67	2.85
$\frac{\pi}{2} + L_e + a \text{ (m)}$	4.56	4.85	5.14

A partir du tableau précédent on déduit : $h_{N1} = 1.2 \text{ m}$.

En résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h=35 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_N = 120 \text{ cm} . \\ b = 50 \text{ cm} . \end{array} \right.$$

C.Caractéristiques Géométriques Du Radier :**Tableau VI.4.** Caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité (m)		Moment d'inertie (m ⁴)	
X _G	Y _G	I _{xx}	I _{yy}
11.52	13.66	38682	21253

1.2.3.4. Ferrailage du Radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

a. Ferrailage de la table du radier :**a.1.Détermination des efforts : [1]**

Si : $0,4 < L_x / L_y \leq 1,0$, La dalle travaille dans les deux sens et les moments au centre de la dalle pour une largeur unitaire sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis et on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx}=0.85M_x \\ M_{ty}=0.85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x & (\text{appui de rive}) \\ M_{ax}=M_{ay}= 0.5M_x & (\text{autre appui}) \end{cases}$

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0.75M_x \\ M_{ty}=0.75M_y \end{cases}$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x$.

Si $L_x / L_y < 0,4$; La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

a.2.Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$)

On a le rapport des panneaux $0,4 < L_x / L_y < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Calcul des moments à l'ELU (dalle du radier)

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	Q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
6,8	6,88	0.9	0.046	0.783	138.80	128.17	96.13	100.41	75.30	64.09

a.3.Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v = 0,2$)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Calcul des moments à l'ELS (dalle du radier).

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	Q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
6,8	6,88	0.9	0.052	0.850	138.80	148.40	111.30	126.17	94.63	74.2

a.4.Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule en considérant les valeurs maximales en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$;

$$h = 35 \text{ cm} ; d = 0.9h = 31,5 \text{ cm}.$$

Tableau VI.7. Ferrailage des Panneaux du Radier.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	95.12	8,50	10T12	11.31
	y-y	74.32	6,63	10T12	11.31
Appui	x-x y-y	64.08	5,61	7T12	7.92

Espacement**a. En travée****Sens x-x :**

$$\text{esp} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(105\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 < 33\text{cm} \quad \text{on adopte : } S_t = 10 \text{ cm}.$$

Sens y-y :

$$\text{esp} \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(140\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 < 40\text{cm} \quad \text{on adopte : } S_t = 10 \text{ cm}.$$

b. aux appuis

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.28 < 33\text{cm} \quad \text{on adopte : } S_t = 10 \text{ cm}.$$

c- Vérifications nécessaires**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Tableau VI.8. Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	111.30	11.31	11,2	15	478,5	240	Non vérifiée
	y-y	94.63	11.31	9,57	15	395,2	240	Non vérifiée
Appui	x-x	74.2	7.92	7,53	15	293,3	240	Non vérifiée
	y-y							Non vérifiée

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

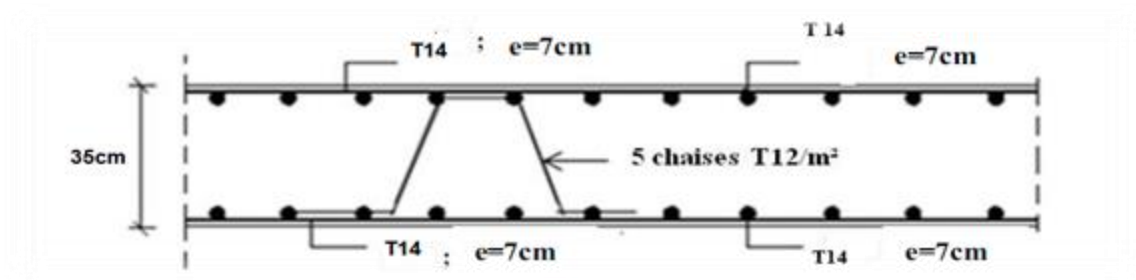
Redimensionnement de la section d'armature

Tableau VI.9. Redimensionnement des Armatures (dalle du radier).

	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	8,54	13T14	20.01	7
	y-y	6,63	13T14	20.01	7
Appui	x-x	5,61	11T14	16.93	8

Tableau VI.10. Vérification des contraintes après augmentation des sections d'acier.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	112.18	19,87	7,84	15	230,6	240	vérifiée
	y-y	96.61	20.02	6,71	15	190,9	240	vérifiée
Appui	x-x	63.93	16.12	5,26	15	122,8	240	vérifiée
	y-y							

**Figure VI. 4 :** Ferrailage de la Dalle du Radier.

Ferraillage de la nervure :**Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0.50M_0$

Calcul des armatures longitudinales :

$b = 50\text{cm}$; $h = 120\text{ cm}$; $d = 108\text{ cm}$.

Sens porteur (y-y)

$L = 6,88\text{ m}$; $q_u = 147.91\text{ kN/ml}$.

Tableau VI.11. Ferraillage des nervures (sens porteur).

	Mu(kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	743,88	0.090	0.118	102.90	20,77	10T20	31,42
Appui	437,58	0.053	0.068	105.06	11,96	7T16	14,07

Sens non porteur (x-x) :

$L = 6,8\text{ m}$; $q_u = 147.91\text{ kN/ml}$.

Tableau VI.12. Ferraillage des nervures (sens non porteur).

	Mu(kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	726,68	0.088	0.115	103.03	20,27	10T20	31,42
Appui	427,46	0.052	0.066	105.15	11,69	7T16	14,07

- Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Tableau VI.13. Vérification des contraintes.

	Sens	Mser (kNm)	As (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	726,68	31,42	3,42	15	164	240	vérifiée
	y-y	743,88	31,42	4,2	15	215,3	240	vérifiée
Appuis	x-x	427,46	14,07	2.38	15	92,3	240	vérifiée
	y-y	437,58	14,07	2.83	15	125,9	240	vérifiée

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{147,91 \times 6,8}{2} = 502,89 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{502000}{680 \times 1080} = 0,68 < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

a) Calcul des armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99 [2]:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,34 \text{ MPa}$$

RPA99 version 2003 [2] :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$\text{Avec : } \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$f_e = 500 \text{ MPa}$; $\tau_u = 0,68 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $b = 50 \text{ cm}$; $d = 108 \text{ cm}$.

On trouve :

$St = 15\text{cm} \dots \dots \dots$ Zone nodale.

$St = 25\text{cm} \dots \dots \dots$ Zone courante.

$A_t \geq 2.7 \text{ cm}^2$

On prend : $4T10 = 3.14\text{cm}^2$

Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le rond lisses.

Pour les bâtiments courant on a $1\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau [3]

On apte : $h = 120 \text{ cm}$ donc : $1 \times 1.20 = 1,2 \text{ cm}^2$

On opte pour : $4T14 = 6,16\text{cm}^2$

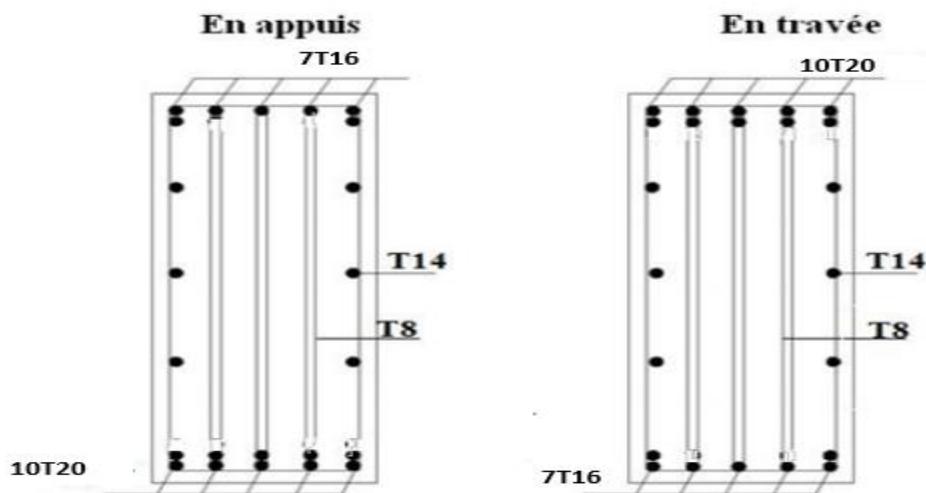


Figure VI. 5 : Ferrailage de la nervure $50 \times 120\text{cm}^2$ dans les deux sens

Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

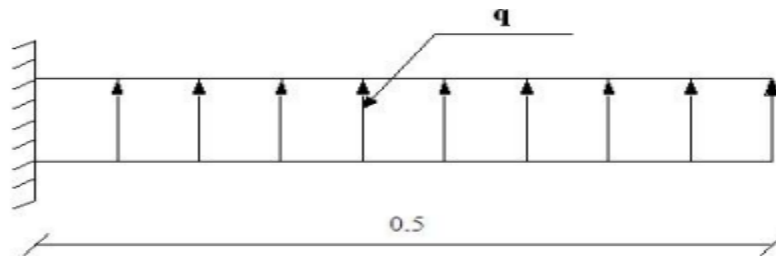


Figure VI. 6 : Schéma statique des débords.

Calcul de ferrailage :

$q_u = 147.91 \text{ KN/ml}$, $b = 100 \text{ cm}$, $L = 0.5 \text{ m}$, $h = 35 \text{ cm}$, $d = 31.5 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 18.49 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 14: Ferrailage du débord

M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_{smin} (cm)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
18,49	0,012	0.015	31,31	1.71	3,8	5T12	5.65	20

Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad 1.41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.82 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T10 = 3.14 cm² , St = 20 cm

Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

$q_{ser} = 135.13 \text{ kN/ml}$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 16.89 \text{ kNm.}$$

Tableau VI.15. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.

Mser (kNm)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
16.89	5.65	1,82	15	23,5	240	vérifiée

Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,70 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0018 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,70 \geq 0,128 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

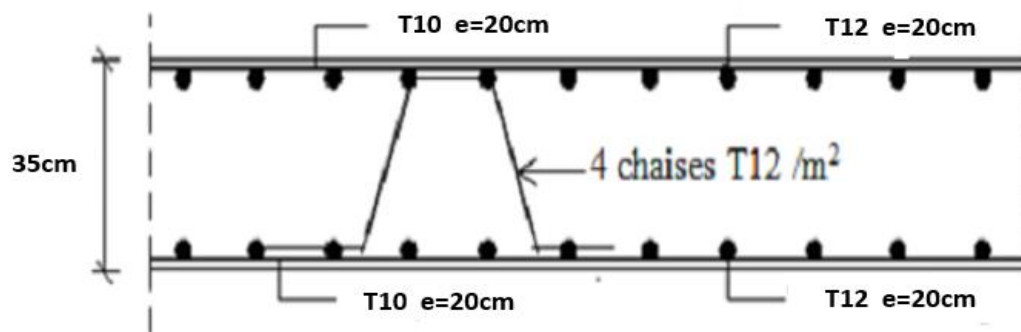


Figure VI. 7 : Ferrailage du débord.

2. Etude du voile périphérique

2.1. Pré-dimensionnement

Pour le pré-dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$.
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

2.2. Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 6,8\text{m} ; L_y = 6,88\text{m. } e_p = 30\text{cm.}$$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon BAEL91 modifier 99 [1] , la charge de poussées des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \times h$

Avec

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile ($h = 3,4\text{m}$)

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 45^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,171$$

Donc : $Q = A \times \gamma \times h = 11,63 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times Q = 15,70 \text{ kN/ml}$

2.3. Effort dans la Dalle

$\frac{L_x}{L_y} = 0,98 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x \\ M_{ty} = 0,85 M_y \end{cases}$

Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$

Tableau V.16 Evaluation des efforts

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
6,8	6,88	0,98	0,0419	0,8661	15,70	30,42	25,86	26,35	22,40	15,21

2.4 Calcul du Ferrailage

$b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{ cm}$; $d = 18\text{ cm}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$.

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Ferrailage du Voile Périphérique.

	sense	Mu(kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	25,86	0.056	0.072	17,48	4,25	5T12	5,65
	y-y	22,4	0.049	0.063	17,55	3,66	5T12	5,65
Appui	x-x	15,21	0.033	0.042	17,70	2,47	5T10	3,93
	y-y							

2.5. Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

On a :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres FeE400

$$A_x^{\min} = 0.0008 \left[3 - \frac{6,8}{6,88} \right] x \frac{100 \times 20}{2} = 1.61\text{cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2.$$

$$A_x = 5,65 > A_x^{\min} = 1.61\text{cm}^2$$

$$A_y = 3,93 > A_y^{\min} = 1.6\text{cm}^2$$

2.6.Vérification de l'Effort Tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 35,86\text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 35,59\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 35,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35,86 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,199 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

a) Vérification à l'ELS

- Evaluation des sollicitations à l'ELS

Tableau V.18. Evaluation des sollicitations à l'ELS

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	μ_x	μ_y	qu(kN /m)	Mx(kN m)	Mtx(kN m)	My (kNm)	Mty (kNm)	Ma (kNm)
6,8	6,88	0.99	0.0419	0.8661	11,63	22,53	19,15	19,51	16,58	11,27

b) Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau V.19. Vérification des Contraintes à l'ELS.

	Sens	Mser (kNm)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	19,15	5,65	4,98	15	247,2	240	vérifiée
	y-y	16,58	5,65	4,3	15	207,9	240	vérifiée
Appuis	x-x	11,27	5,65	2,9	15	126,8	240	vérifiée
	y-y							

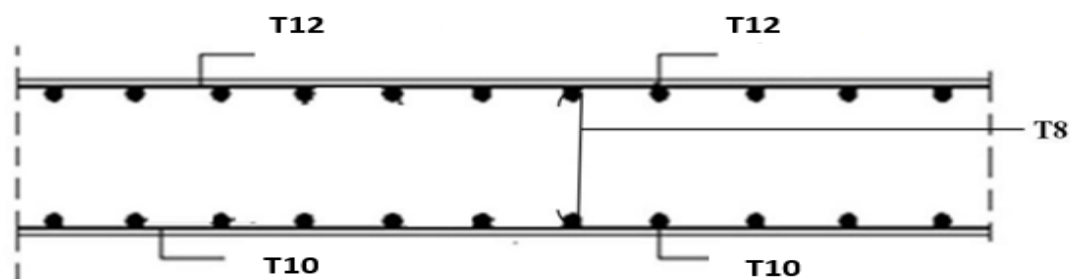


Figure VI. 8 : Ferrailage du Voile Périphérique en Travée et en Appui.

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'un futur MASTER car il donne à l'étudiant l'occasion de jumeler les notions théoriques à la connaissance pratique acquises durant les cinq années d'étude.

Etant fait le choix de faire mon PFE, cela m'a permis de toucher à toutes les étapes de l'étude d'un bâtiment et après finalisation de cette étude quelques points me semblent importants à citer à savoir :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire mais importante, son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment. Vue la hauteur de mon bâtiment (R+6), les sections données aux poteaux n'étaient pas importantes mais ont été modifiées ultérieurement dans l'étude dynamique.
- La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS m'a permis de faire un calcul dynamique tridimensionnel de la structure et de s'assurer de sa stabilité en cas de tremblement de terre.
- Le ferraillage des poteaux, des poutres et des voiles a été calculé en utilisant le logiciel **SOCOTEC**. Le ferraillage que j'ai choisi pour les différentes sections vérifie la sécurité (résistance) et respecte l'aspect économique.
- Le ferraillage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique du logiciel **ETABS** nous a permis de visualiser ces contraintes.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour mon projet. Dans cette partie j'ai également fait le calcul du voile périphérique.