

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

**Kahlal Malik
Bennai Oteman**

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

Option : **Structure**

Thème

**Etude d'un bâtiment RDC+8 étages +2 Sous-sol à usage multiple
contreventé par des voiles porteur**

Devant le jury composé de

Mme. Mohamadi Sadika	UAMOB	MAA	Présidente
Mme. Boumaiza Malika	UAMOB	MAA	Promotrice
Mme. Rouabeh Aicha	UAMOB	MAA	Examinatrice
Mr. Reffas Brahim	UAMOB	MAA	Examinateur

Année Universitaire 2017/2018

REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

- + Avant tout, nous remercions Dieu pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*
- + A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*
- + A MmeBOUMAIZA.M: notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*
- + Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*
- + A tous les enseignants de département de Génie Civil, leurs soutiens techniques et pédagogiques.*
- + Sans oublié nos amis*

KARLAL MALIK ET BENNAJE OSMAN

Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à :

*Mes très chers parents paix a leur âmes, que Dieu les accueillent dans
son vaste paradis, ceux grâce à eux j'ai pu atteindre ce niveau et ceux à
eux dont je garde beaucoup de respect et énormément d'admiration.
Aujourd'hui, c'est autant un plaisir qu'un devoir pour moi de les remercier
pour leur amour, leur grande patience et sacrifices.*

Mestrès chers frères et sœurs pour leur soutien et leur encouragement.

A toute ma grande famille

Toute la promo génie civil master 2

Tous mes amis (es) et mes collègues

Mon binôme Otman

KAHLAL Malik



Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents, ceux grâce à qui j'ai pu atteindre ce niveau et ceux à qui je dois beaucoup de respect et énormément d'admiration. Aujourd'hui, c'est autant un plaisir qu'un devoir pour moi de vous remercier pour votre amour, votre grande patience et vos sacrifices. Que dieu me les bénisse et me les garde inchallah.

Mestrès chers frères et sœurs pour leur soutien et leur encouragement.

A toute ma grande famille

Toute la promo génie civil master 2

Tous mes amis (es) et mes collègues

Mon binôme Malik

Bennai Otman



Résumé

Ce projet de fin d'étude a pour but de présenter la conception et les démarches du dimensionnement des éléments d'une structure (R+8+2 E/SOL et RDJ) implanté dans la wilaya de Alger qui est classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La stabilité de l'ouvrage est certifiée par un système de contreventement entièrement voiles.

L'analyse de comportements dynamiques de l'ouvrage étudiée a été réalisée par le logiciel de calcul numérique ETAPS.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles (**BAEL91 modifié 99 ; RPA99 version 2003**).

Abstract

This project aims to present the design and the steps of the dimensioning of the elements of a structure (R+8 and 2 E/SOL and RDJ) implanted in the state of Alger which is classed according to the Algerian seismic standard (RPA99 version 2003) as an area of average seismicity (III).

The stability of the structure is certified by a system of fully sails.

The analysis of dynamic behavior of the structure studied was carried out by the numerical calculation software ETAPS.

The calculation of the dimension and reinforcement of all the resistant elements complies with the rules (BAEL 91 modified 99, RPA99 version 2003).

ملخص

إن هذه الدراسة النهائية للمشروع تهدف إلى عرض تصميم وخطوات قياسات لعمارة (طابق ارضي + 8طوابق +2 طابق سفلي) الواقعة في الجزائر حسب مراكز دراسة هندسة الزلازل

2003(RPA 99VERSION 2003) صنفتمنطقة الزلزالية رقم (III.)

لضمان استقرار هيكل البناية قمنا بإضافة جدران خرسانية مسلحة

قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثية الأبعاد بواسطة البرنامج الآلي.ETAPS.

تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر

(BAEL91 modifié 99 ; RPA99 version 2003).

I. Introduction :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste, il englobe les travaux publics et le Bâtiment.

Il comprend notamment :

- Le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel,
- Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc..;
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, canaux, ports, tunnels, etc..;
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc...

Le présent projet entre dans le cadre du gros œuvre, consiste à étudier une tour R + 8 étages + 2Sous-sol contreventée par un système " entièrement voiles". Le travail a été partagé en 2 parties principales :

La première partie est l'étude de la superstructure, et qui contient :

- généralités sur les matériaux ;
- pré dimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments ;
- calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers,) ;
- étude dynamique de la structure (période, interaction,...) ;
- étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, ...) ;

La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

I. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude entre dans le cadre de la réalisation 87 logements promotionnels en R+8 +attique avec et RDJ deux Sous-sol. Ilot de propriété N° 61 Lot N° 19 Rue ABBANE Ramdan AIN BENIAN, ALGER.

I.1. Description architecturale :

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

- Longueur en plan-----22.81 m
- Largeur en plan-----18.25 m
- Hauteur du RDC-----3.23 m.
- Hauteur étage courant-----3.23 m.
- Une hauteur des sous-sol de :3.40 m.
- Hauteur totale-----41.82m.
- Une hauteur de l'acrotère de 0 ,6 m



Figure I.1 : La vue en 3D du bâtiment

Le bâtiment comprend deux sous-sols et RDC. Les autres niveaux sont à usage d'habitation.

I.2. Description structurale :

I.2.1. Système de contreventement :

Le contreventement de la structure, il est assuré par des voiles pleins porteurs en béton armé.

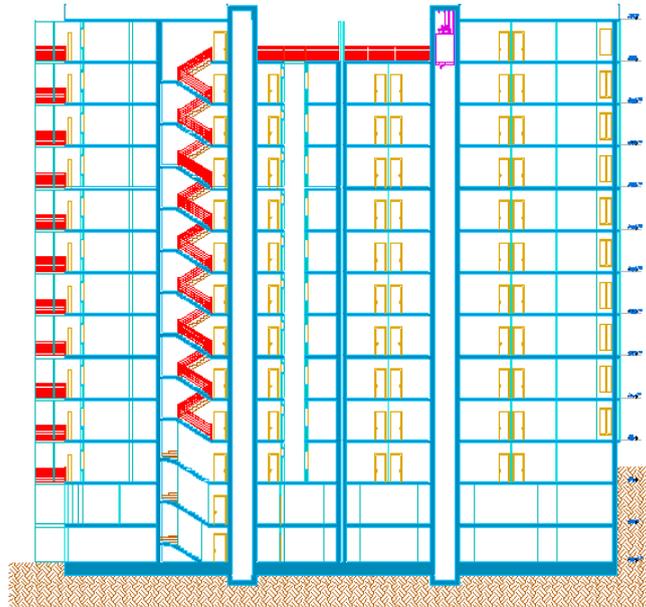


Figure I.2. Vue en élévation.

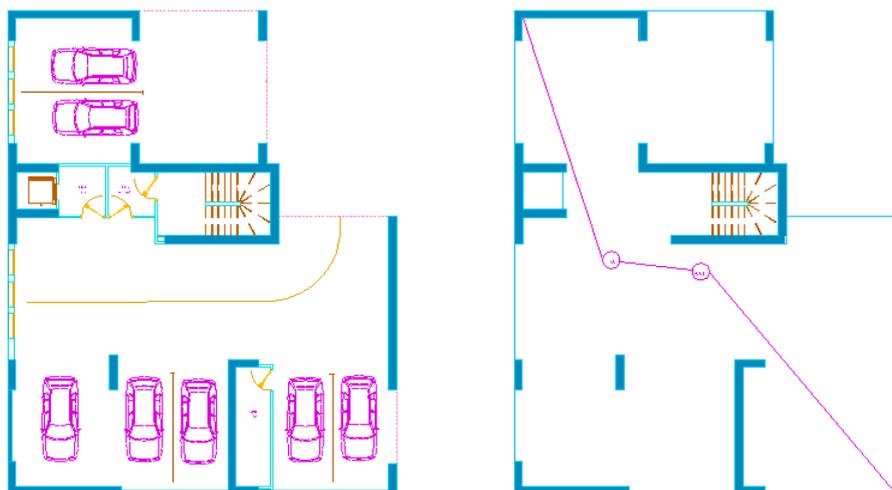


Figure I.3. Vue en Plan Sous-Sol et RDJ



Figure I.4. Vue en plan RDC et étage courante

I.2.2. Les planchers :

Les planchers utilisés sont des dalles plaines

I.2.3. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisé en voile en béton

I.2.4. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse.

I.2.5. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place avec trois volées, et deux volées.

I.2.6. La maçonnerie :

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements en doubles parois de brique creuse, avec une lame d'air de 5 cm.
- Les murs de séparation intérieur seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.2.7. Balcons : Dans notre cas les balcons sont formés sur la même dalle pleine de l'étage, selon les plans d'architecture.

I.2.8. Revêtement : Les revêtements sont constitués de :

- ✓ Carrelages pour les planchers et escaliers.
- ✓ Enduits en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- ✓ Céramique pour les salles d'eau et cuisine.
- ✓ Revêtement en plaques de granite.

I.2.9. Rapport du sol :

Le terrain réservé pour la réalisation d'une promotion immobilière à AIN BENIAN est essentiellement constitué d'une couche de terre végétale allant jusqu'à 0.8 m reposant sur une couche de limon marneux plastique à compact; puis on trouve une couche de marne plastique sableuse assez compacte de couleur grise. Les toutes reposent sur une couche de marne très compacte légèrement coquillée de couleur grise.

D'après ce rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble). Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 2.5 bar.

La sous face des fondations devrait être à au moins 9.4 m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel.

II. Règlements de calcul :

Le calcul et la conception de notre structure sont faits conformément aux :

- **RPA** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- **BAEL 91** (Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites)
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).

II.1. Caractéristiques des matériaux :

II.1.1. Béton :

Le béton joue le rôle d'un liant, sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

II.1.1.1. Les constituants du béton :

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

1. **Ciment** : Le ciment joue un rôle de liant entre les produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et la température de cuisson du mélange.

2. **L'eau** : L'eau doit être saine et dépourvue d'éléments corrosifs. Ainsi une attention particulière est à observer pour le dosage en eau qui doit respecter le rapport $E / C \approx 0.45$.

3. **Granulat** : Les granulats comprennent les sables et les graviers :

4. **Sable** : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

5. **Gravier** : ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

II.1.1.2. Dosage du béton :

Le dosage d'un mètre cube de béton normal est de :

Tableau II.2 : Le dosage du béton.

Constituants	Caractéristique	Dosage (Kg/m^3)
Ciment	CPJ 42.5 N	380
Sable	0/1 (mm)	190
	0/4 (mm)	525
Gravier	8/15 (mm)	615
	15/25 (mm)	425
L'eau	L'eau potable	215

II.1.1.3. Résistance mécanique du béton :

- **Résistance du béton à la compression :** (Art A.2.1.11) BAEL91/99

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ si } j < 60 \text{ jours (I.1)}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j \geq 60 \text{ jours} \quad \text{(I.2)}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \quad \text{(I.3)}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours} \quad \text{(I.4)}$$

- **Pour notre étude on a :**

Les résultats à la compression sur éprouvettes cylindriques de type (32×16) cm² sont représentés dans les tableaux suivants :

Résistance à l'écrasement f_{cj}	Age du béton (j)
20	7 jours
28	28 jours

Remarque : dans nos calculs on va considérer une résistance facilement atteinte sur des chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier, donc $f_{c28} = 25$ MPa.

- **Résistance du béton à la traction :** (art A.2.1.12) BAEL91/99

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \quad (\text{I.5})$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.} \quad (\text{I.6})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

2.0.4. Modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée :** (Art A.2.1.21) BAEL91/99

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{I.7})$$

$$E_{ij} = 32614.20 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation différée :** (Art A.2.1.22) BAEL91/99

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par les formules suivantes :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{I.8})$$

$$E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa sans fumée silice} \quad (\text{I.9})$$

$$E_{vj} = 6100 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa avec fumée silice} \quad (\text{I.10})$$

$$E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

II.1.5. Coefficient de poisson : (art A.2.1.3) BAEL91/99

On appelle coefficient de poisson ν le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.2$: Dans le cas d'état limite de service.

$\nu \cong 0$: Dans le cas d'état limite ultime.

2.0.6. Les contraintes limites de calcul :

- **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :** (art A.4.3.41)
BAEL91/99

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage (figure I.5).

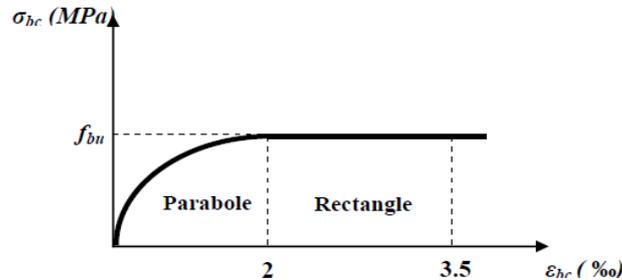


Figure II.1 : Diagramme contraintes-déformations de calcul du Béton à l'ELU (ArtA4.3.41)
BAEL91/99

La contrainte limite du béton à l'ELU est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{\mu \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad (I.12)$$

Avec :

μ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges, il est pris égal à :

$\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\mu = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\mu = 0,85$ dans les autres cas.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles.

θ = Coefficient d'application en fonction de durée d'application de la charge :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1h.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

➤ Cas des situations durables $f_{bu} = 14.16$ MPa

➤ Cas des situations accidentelles $f_{bu} = 21.74$ MPa

- **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :** (art A.4.5.2)
BAEL91/99

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, On distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

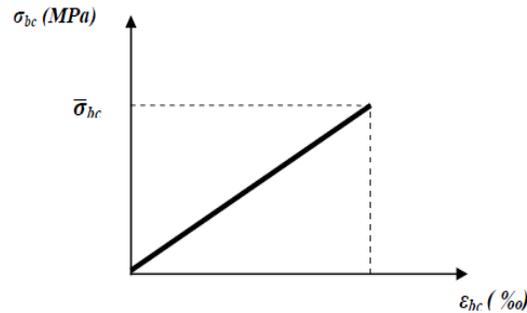


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELS.

La contrainte limite du béton à l'ELS est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (I.13)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de cisaillement du béton à l'ELU :** (art A.5.1.211) BAEL91/99
- Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} \quad (I.14)$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} \quad (I.15)$$

2.0.7. L'acier de ferrailage :

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 (à haute adhérence).

II.1.8. Caractéristiques mécaniques :

Tableau II.3 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Nuance	f_e MPa	Emploi
Ronds lisses	f_e E22	215	Emploi courant.
	f_e E24	235	Épingle de levage des pièces préfabriquées
Barres HA type 1 et 2	f_e E40	400	Emploi courant.
	f_e E50	500	
Files tréfiles HA type 3	f_e TE40	400	emploi sous forme de barres droites ou de treillis
	f_e TE50	500	
Files tréfiles lisses	TL 50 $\varnothing > 6mm$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 50 $\varnothing \leq 6mm$	520	

II.1.9. Contraintes limites :

- **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

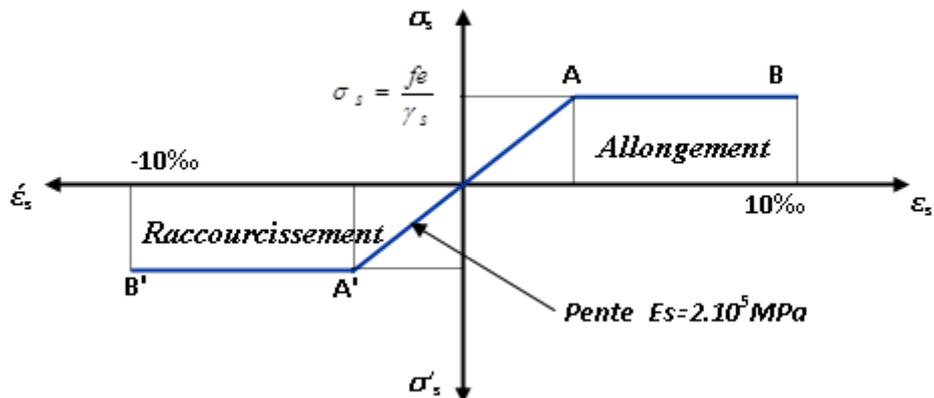


Figure II.3 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU (art A.2.2.2)

BAEL91/99

Telle que :

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (\text{I.16})$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{I.17})$$

Avec : γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ Cas de situation durable ou transitoire.

- **Etat limite de service** : (art A.4.5.3) BAEL91/99

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

$$\begin{cases} \text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_{st} \leq f_e \text{ pas de limitation} \\ \text{Fissuration préjudiciable } \bar{\sigma}_{st} = \min\left[\left(\frac{2}{3}\right)f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] \\ \text{Fissuration très préjudiciable } \bar{\sigma}_{st} = \min\left[0.5f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] \end{cases} \quad (\text{I.18})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour des rondes lisse (RL).

$\eta = 1.6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA).

II.2. Hypothèses de calcul : (Art A.4.3.2) BAEL91/99

Les hypothèses de calcul : Le dimensionnement des éléments de la structure est conduit selon les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91/V99).

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation (Navier Bernoulli).
- Les sections droites perpendiculaires à la ligne moyenne (Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 - $\bar{\epsilon}_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 - $\bar{\epsilon}_{bc} = 3,5 \text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\epsilon_{es} = 10 \text{‰}$
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - ✓ Le béton en compression.
 - ✓ L'acier en traction et en compression.

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad (I.19)$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_{es} \quad (I.20)$$

Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$n = E_s/E_b$ « Coefficient d'équivalence ».

II.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul à l'ELU sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : (art B.6.1.21) BAEL91/99

$$1,35 G + 1,5 Q \quad (I.21)$$

Les sollicitations de calcul à l'ELS sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G + Q \quad (I.22)$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes : (Art 5.2) RPA99/2003

$$G + Q + E \quad (I.23)$$

$$0,8G \pm E \quad (I.24)$$

$$G + Q \pm 1,2E \quad (I.25)$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

E : effort sismique.

III. Introduction :

Lors du stade de la conception d'un projet, il est utile de connaître les ordres de grandeurs des dimensions des différents éléments constitutifs de l'ouvrage (poutres, poteaux, voiles...etc.), cette étape est appelée « pré-dimensionnement », l'objectif de ce chapitre est donc d'avoir une première idée sur les dimensions de ces éléments, et ceci en nous basant sur les prescriptions du **RPA 99 version 2003, CBA 93, BAEL 91**.

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

III.1 Pré dimensionnement :

III.1.1. Les planchers :

Les planchers sont définis comme étant des pièces minces et planes dont la largeur et la longueur sont supérieures à l'épaisseur, ils constituent la séparation horizontale entre étages mais leur rôle principal est d'assurer la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles).

III.1.2. Dalle pleine :

Une dalle est une plaque qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 cotés. Les dalles sont infiniment rigides dans leur plan et souples en dehors de leur plan.

Les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

$e_1 = 7$ cm Pour une heure de coupe-feu.

$e_1 = 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : $e = 11$ cm.

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On admet : $e_2 = 17$ cm

- **Résistance à la flexion :**

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

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e_3 \leq \frac{L_x}{30}$.

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e_3 \leq \frac{L_x}{40}$.

Avec L_x : La grande portée du panneau le plus sollicité. ($L_x = 6.15$ m).

On aura donc : $15.1 \leq e_3 \leq 18.875$ (cm)

On limite donc notre épaisseur à : $e_3 = 16$ cm.

Donc on adopte pour notre cas la dimension suivante : $e = \max (e_1 , e_2 , e_3) = 16$ cm

III.1.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé servant de base à transmettre les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré-dimensionnement des poutres se fera selon les formules du BAEL 91 et vérifié selon le RPA 2003.

- **Selon le BAEL 91 :**

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

➤ $0.3h \leq b \leq 0.7h$

- **Vérification selon le RPA99 version 2003 :(en zone III)**

➤ $b \geq 20$ cm

➤ $h \geq 30$ cm

➤ $\frac{h}{b} \leq 4$

Avec L : la portée de la poutre

H : hauteur de la poutre

B : largeur de la poutre

➤ **Poutres longitudinales (principale):**

$L_{\max} = 6.15$ m

- **Selon le BAEL91 :**

$50,33\text{cm} \leq h \leq 75,5\text{cm}$ $h = 60\text{cm}$

$18\text{cm} \leq b \leq 42\text{cm}$ $b = 40\text{cm}$

• **Vérification selon le RPA99 version 2003 :**

$b = 40\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée

$h = 60\text{cm} \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée

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

Nous adoptons pour des poutres principales de **(40x60)**

III.1.4. Les voiles :

Selon le RPA 2003, les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$

l : longueur du voile

a : épaisseur du voile

h_e : hauteur libre d'étage

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

Nous avons 03 types de voiles

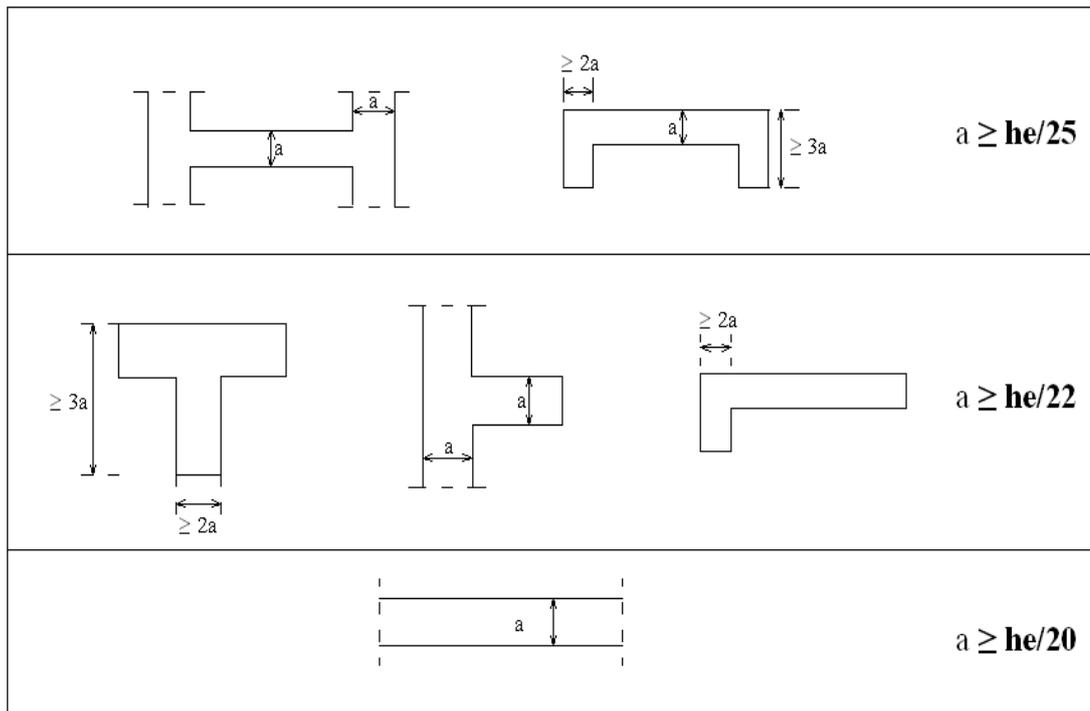
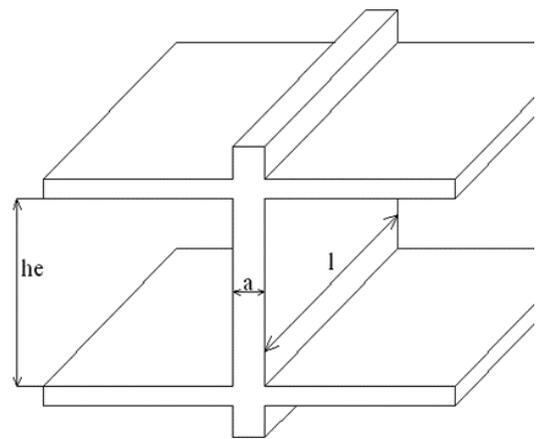


Figure (III.1) : Pré dimensionnement des voiles

h_e : hauteur libre d'étage et de RDC

$$h_e = h_{max} = 3.23 - 0,16 = 3,07 \text{ m} = 307 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left(\frac{307}{20}; \frac{307}{22}; \frac{307}{25} \right) e \geq \max (15.35 ; 13.95 ; 12.28)$$

$$e \geq 15.35 \text{ cm}$$

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

III.1.5. Descente des charges :

- **Charge permanent :**

- **Plancher terrasse :**

1-Protection en gravillon ($e=5\text{cm}$; $\rho = 20\text{KN}/\text{m}^3$)	1KN/ m^2
2-Etanchéité multiple ($e=2\text{cm}$; $\rho = 12\text{KN}/\text{m}^3$)	0.24KN/ m^2
3-Forme de pente ($e=8\text{cm}$; $\rho = 22 \text{ KN}/\text{m}^3$).....	1.76 KN/ m^2
4-feuille polyane	0.01 KN/ m^2
5-isolation thermique en liège ($e= 4\text{cm}$)	0.16 KN/ m^2
6-dalle plein béton armé($e=16\text{cm}$; $\rho = 25 \text{ KN}/\text{m}^3$)...	4 KN/ m^2
7- enduit en plâtre($e=2 \text{ cm}$; $\rho = 10 \text{ KN}/\text{m}^3$).....	0.2 KN/ m^2

Total : $G= 7.37 \text{ KN}/\text{m}^2$

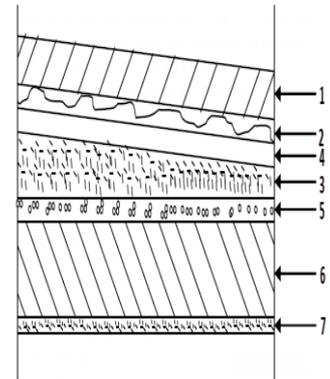


Figure (III.2) : Détail de plancher dalle pleine terrasse

- **Plancher étage courant :**

1- Revêtement en carrelage ($ep=2\text{cm}$; $\rho=20 \text{ KN}/\text{m}^3$) 0,40 kN/ m^2	
2- Mortier de pose ($ep = 2\text{cm}$ $\rho = 20\text{KN}/\text{m}^3$).....	0,40 KN/ m^2
3- Couche de sable ($ep = 3\text{cm}$; $\rho = 18 \text{ KN}/\text{m}^3$).....	.0,54 KN/ m^2
4- Dalle pleine en béton armé ($ep = 16\text{cm}$).....	4 KN/ m^2
5- Enduit de plâtre ($ep= 2\text{cm}$; $\rho =10 \text{ KN}/\text{m}^3$).....	0,20 KN/ m^2
6- Maçonnerie en brique creuse ($ep = 10\text{cm}$).....	0,90 KN/ m^2

Total : $G =6.44 \text{ KN}/\text{m}^2$

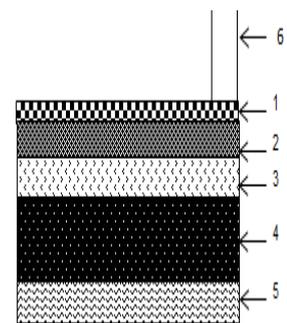
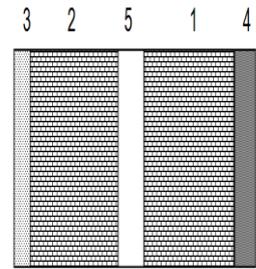


Figure (III.3) : Détail de plancher dalle plein étage

➤ **Mur extérieur :**

- 1- Brique creux extérieur (ep = 10cm ; $\rho = 9 \text{ KN} / \text{m}^3$) 0,90 KN / m^2
- 2- Brique creux intérieur ((ep = 10cm ; $\rho = 9 \text{ KN} / \text{m}^3$) 0,90 KN / m^2
- 3- Enduit de plâtre (ep = 2cm ; $\rho = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$) 0,20 KN / m^2
- 4- Revêtement extérieur (ep = 2cm ; $\rho = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$) 0,40 KN / m^2
- 5- L'âme d'air (ep = 5cm 0,00 KN / m^2

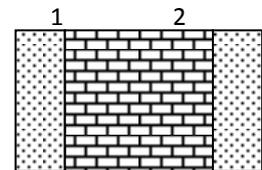


Total : G = 2.4 KN / m^2

Figure (III.4) : Détail de mur extérieur

➤ **Mur intérieur :**

- 1- Enduit de plâtre (ep = 2cm ; $\rho = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$) 0,20 KN / m^2
- 2- Brique creux intérieur ((ep = 10cm ; $\rho = 9 \text{ KN} / \text{m}^3$) 0,90 KN / m^2
- 3- Enduit de plâtre (ep = 2cm ; $\rho = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$) 0,20 KN / m^2



Total : G = 1.3 KN / m^2

Figure (III.5) : Détail de mur intérieur

• **Surcharge d'exploitation (Q) :**

- Plancher terrasse 1,00 KN / m^2
- Plancher étages courants 1,50 KN / m^2
- Balcons 3,50 KN / m^2
- Escalier 2,50 KN / m^2

IV. Etude dynamique :

IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques justifiés et techniquement cohérents.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.4. Modélisation de la structure étudiée :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom ETABS.

IV.5. Présentation de logiciel de calcul ETABS V.9.7.1:

- ✓ **Nom du programme** : Extended Analysis of Building Systems
- ✓ **Version** : 9.7.1
- ✓ **Entreprise productrice** : Computers and structure, Berkeley, Californie, USA.

ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basé sur la méthode des éléments finis.

Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

- ✓ De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- ✓ La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des réglementations Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Les principales étapes de modélisation sont les 7 étapes suivantes :

- **La première étape** : consiste à la creation de la géométrie de base de la structure à modéliser et la modification de cette géometrie.
- **La deuxième étape** : spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
- **La troisième étape** : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.
- **Dans la quatrième étape** : on va définir les charges appliquées sur la structure à modélise (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
- **La cinquième étape** : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.
- **La sixième étape** : consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

- **La septième et la dernière étape :** c'est visualiser les résultats de l'analyse.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (SAP 2000, Auto CAD, Robobat et Socotec).

IV.6. *Modélisation des éléments structuraux :*

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

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

IV.7. *Modélisation de la masse :*

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/ version 2003 (Dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

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

IV.8. *Caractéristiques Géométriques :*

❖ *Centre de masse :*

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

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

M_i : est la masse de l'élément " i ".

X_{Gi} et Y_{Gi} : sont les coordonnées de l'élément " i ".

❖ *Calcul de l'excentricité :*

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une

excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

➤ **Excentricité théorique :**

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

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

➤ **Excentricité accidentelle :**

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

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x = 5\% \times 18.08 = 0.904m \\ e_{ay} = 5\%L_y = 5\% \times 22.5 = 1.125 m \end{cases}$$

Tableau (V.1) : Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité

Story	centre de masse			centre de rigidité		excentricité	
	MassX(kg)	XCM	YCM	XCR	YCR	ex (m)	ey (m)
S-SOL 2	718,2247	2274,14	1451,833	2274,188	1452,49	-0,048	-0,657
S-SOL1	694,0712	2274,033	1451,949	2274,006	1452,411	0,027	-0,462
RDJ	642,9469	2273,955	1451,897	2274,206	1451,688	-0,251	0,209
RDC	642,9469	2273,955	1451,897	2274,012	1451,797	-0,057	0,1
1ER ETAGE	642,9469	2273,955	1451,897	2274,421	1451,784	-0,466	0,113
2EME ETAGE	642,9469	2273,955	1451,897	2274,554	1451,912	-0,599	-0,015
3EME ETAGE	642,9469	2273,955	1451,897	2274,627	1452,039	-0,672	-0,142
4EME ETAGE	642,9469	2273,955	1451,897	2274,662	1452,157	-0,707	-0,26
5EME ETAGE	642,9469	2273,955	1451,897	2274,674	1452,264	-0,719	-0,367
6EME ETAGE	642,9469	2273,955	1451,897	2274,677	1452,36	-0,722	-0,463
7EME ETAGE	642,9469	2273,955	1451,897	2274,68	1452,444	-0,725	-0,547
8EME ETAGE	553,1817	2274,044	1451,924	2274,692	1452,508	-0,648	-0,584

1. Résultats de l'analyse dynamique par ETABS :

Tableau (V.2) : les facteurs de participation massique de chaque Modèle.

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,846704	0,3152	60,273	1,1742	0,3152	60,273	1,1742
2	0,762018	58,9565	0,0587	3,3523	59,2717	60,3317	4,5265
3	0,685718	3,5075	1,4782	56,4809	62,7792	61,8099	61,0073
4	0,196373	0,0918	15,0985	1,7351	62,871	76,9084	62,7424
5	0,178603	17,5082	0,031	0,253	80,3792	76,9394	62,9953
6	0,170427	0,0906	2,296	13,1343	80,4698	79,2355	76,1297
7	0,08772	0,0281	7,1709	0,9146	80,498	86,4064	77,0443
8	0,079823	8,2916	0,0616	0	88,7896	86,468	77,0443
9	0,07872	0,057	0,7988	6,5528	88,8466	87,2668	83,5971
10	0,05424	0,0023	5,2438	0,3786	88,8489	92,5106	83,9758
11	0,049446	0,4201	0,2426	5,0817	89,269	92,7532	89,0574
12	0,049379	4,7703	0,0023	0,568	94,0393	92,7555	89,6254

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

Commentaire:

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.846$ Sec.
- Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Les Modes de vibrations obtenus :

➤ 1^{er} Mode :

Le premier mode de notre structure est une translation suivant l'axe Y-Y de période $T = 0.846$ Sec

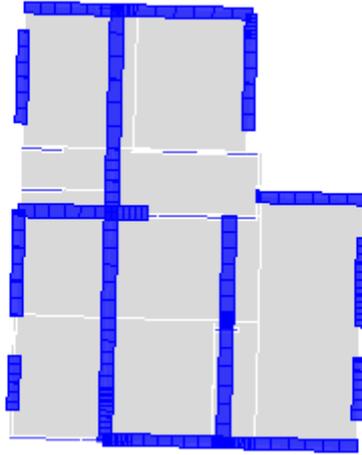


Figure IV.1 : Vue en plan

➤ 2^{eme} Mode :

Le deuxième mode de notre structure est une translation suivant l'axe X-X de période $T = 0.762$ Sec

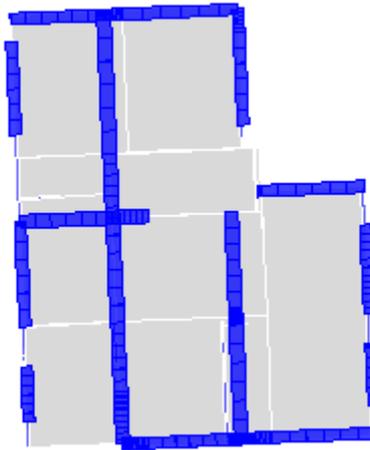


Figure IV. 2 : Vue en plan

➤ 3^{eme} Mode :

Le troisième mode de notre structure est une rotation autour de l'axe Z-Z de période $T = 0.685$ Sec

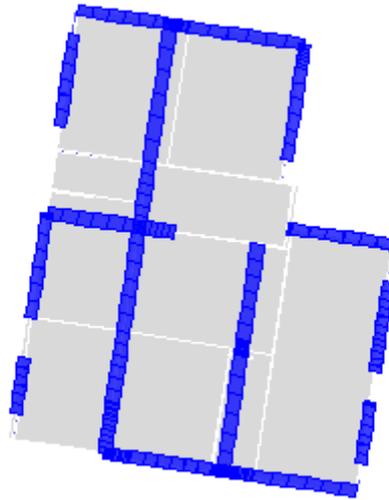


Figure IV.3 : Vue en plan

❖ **Nombre de modes à considérer :**

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

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ s} \quad (\text{art 4-14 RPA/2003})$$

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

IV.9. *L'étude sismique :*

Présentation des différentes méthodes de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.

- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérogramme.

Pour notre bâtiment, on a une irrégularité en plan. Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour le calcul de l'action sismique. Cette dernière, d'après le RPA99/version2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Néanmoins, son utilisation doit obéir à certaines conditions imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version2003. En effet, l'une des vérifications préconisées par le **RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. L'article 4.3.6 précise que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

Par conséquent, nous sommes appelées à déterminer l'effort tranchant que subit notre ouvrage sous excitation sismique par les deux premières méthodes de calcul citées dans le règlement parasismique algérien, à savoir : la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode de la statique équivalente.

a) Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

✓ **Application la méthode dynamique modale spectrale :**

❖ **Spectre de réponse de calcul :**

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

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

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

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

Zone III }
Groupe d'usage 2 } A = 0.25

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 10%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} > 0,7$$

ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau (4-7) RPA99 V 2003

Nous avons un contreventement Voile porteur donc on prend $\xi = 10 \%$.

D'où : $\eta = 0,764 > 0,7$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 3 $\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,50 \text{ s}$

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau 4.4)

❖ **Facteur de qualité :**

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

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

Tableau (V.3) : Valeur de pénalités

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0.00
Redondance en plan	OUI	0.00
Régularité en élévation	NON	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	NON	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	1.00

Donc : $Q = 1.2$

❖ *Choix de coefficient de comportement :*

Conclusion :

Les voiles reprennent 100 % des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement $R=3.5$

On obtient le spectre de réponse suivant :

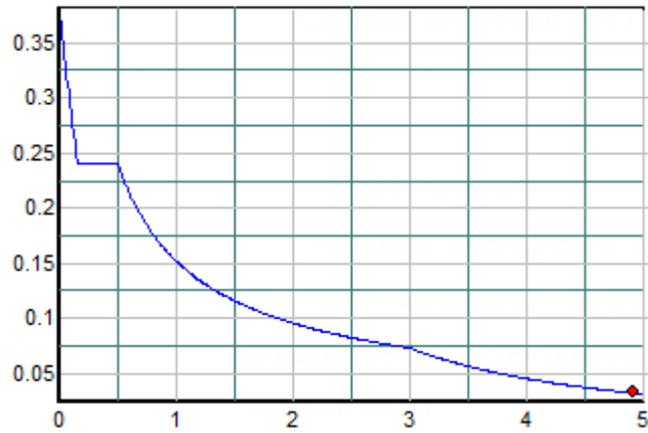


Figure (V.4) : Spectre de réponse de calcul

❖ *Calcul de l'effort tranchant à la base :*

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :

$$V_t = \frac{S_a}{g} \times W_t \times \alpha_i$$

➤ *Sens transversal:*

Tableau (V.4) : Effort tranchant modale

Mode	Period	UX	W	SA	sa/g	Vt
1	0,846704	0,3152	77374,65	0,204375	0,14360101	35,0221174
2	0,762018	58,9565	77374,65	0,204375	0,154106504	7029,935812
3	0,685718	3,5075	77374,65	0,204375	0,165394154	448,8658154
4	0,196373	0,0918	77374,65	0,204375	0,382272348	27,1527776
5	0,178603	17,5082	77374,65	0,204375	0,407354212	5518,390219
6	0,170427	0,0906	77374,65	0,204375	0,420346026	29,4668587
7	0,08772	0,0281	77374,65	0,204375	0,655936194	14,26154619
8	0,079823	8,2916	77374,65	0,204375	0,698734009	4482,795451
9	0,07872	0,057	77374,65	0,204375	0,705278534	31,10528743
10	0,05424	0,0023	77374,65	0,204375	0,905197794	1,610905337
11	0,049446	0,4201	77374,65	0,204375	0,963096474	313,05538
12	0,049379	4,7703	77374,65	0,204375	0,96397182	3558,022811

➤ *Sens longitudinal:*

Tableau (V.5) : Effort tranchant modale

Mode	Period	Uy	W	SA	sa/g	Vt
1	0,846704	60,273	77374,65	0,204375	0,14360101	6696,979956
2	0,762018	0,0587	77374,65	0,204375	0,154106504	6,999350914
3	0,685718	1,4782	77374,65	0,204375	0,165394154	189,1699069
4	0,196373	15,0985	77374,65	0,204375	0,382272348	4465,862882
5	0,178603	0,031	77374,65	0,204375	0,407354212	9,770855759
6	0,170427	2,296	77374,65	0,204375	0,420346026	746,7539468
7	0,08772	7,1709	77374,65	0,204375	0,655936194	3639,434932
8	0,079823	0,0616	77374,65	0,204375	0,698734009	33,30360844
9	0,07872	0,7988	77374,65	0,204375	0,705278534	435,9105895
10	0,05424	5,2438	77374,65	0,204375	0,905197794	3672,724089
11	0,049446	0,2426	77374,65	0,204375	0,963096474	180,7837067
12	0,049379	0,0023	77374,65	0,204375	0,96397182	1,71550059

Combinaisons des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec : } \xi_i = \xi_j = 10 \%$$

Dans le cas où tous les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

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

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues

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

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Tableau (V.6) : Vérification de l'indépendance des modes

Mode	Période	R	$10/10\sqrt{\xi_i \xi_j}$	observation
1	0,846704	0,89998158	0,5	non vérifie
2	0,762018	0,89987113	0,5	non vérifie
3	0,685718	0,28637574	0,5	vérifie
4	0,196373	0,90950894	0,5	non vérifie
5	0,178603	0,95422249	0,5	non vérifie
6	0,170427	0,51470718	0,5	non vérifie
7	0,08772	0,90997492	0,5	non vérifie
8	0,079823	0,98618193	0,5	non vérifie
9	0,07872	0,68902439	0,5	non vérifie
10	0,05424	0,91161504	0,5	non vérifie
11	0,049446	0,99864499	0,5	non vérifie
12	0,049379	0	0,5	non vérifie

Commentaire : Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donné par :

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

$$E_x = 21489.68498 \text{KN}$$

$$E_y = 20079.40933 \text{KN}$$

b) Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les conditions d'application la méthode statique équivalente :

Cette méthode ne s'applique que si :

- ✓ La structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

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

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

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

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

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

Notre structure est implantée en Zone III et de groupe d'usage **1B** mais elle dépasse **10 m**.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

Classification de l'ouvrage :

- ✓ Zone sismique : Zone III «ain el benien »
- ✓ Groupe d'usage : groupe « habitation »
- ✓ Site : « meuble S3 » les valeur de T1 et T2 sont respectivement 0,15et 0,5
- ✓ Système structurel : voiles porteur

❖ **Condition d' RPA99/Version 2003 :**

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

V.3.3 Calcule de la force sismique totale :

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivant :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment : $W=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$

1. coefficient d'accélération de zone A :

$A = 0.25$ (Zone III groupe d'usage 2).

2. Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

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

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau 4.7RPA2003).

$$\begin{cases} T_1=0,15 \text{ s} & (S_3 : \text{site meuble}) \\ T_2 =0,5 \text{ s} \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement :

quand l'amortissement est différent de 5%. , η est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} > 0,7$

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend $\xi = 10 \%$.

$\Rightarrow \eta = 0.764 > 0.7$

3. La période fondamentale de la structure :

Constatation :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale **T =0.846 s.**

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

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

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

$$T_{RPA} = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par les tableaux 4-6 du RPA 99 / version 2003.

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

• **Pour le sens transversal :**

$$h_N = 41.82 \text{ m} ; C_T = 0,05 ; D = 18.08 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } T = \min (0,82 \text{ s} , 0,885 \text{ s}) \rightarrow \text{Donc : } T_x = 0,82 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \text{ Donc : } D_x = 1.37$$

• **Pour le sens longitudinal :**

$$h_N = 41.82 \text{ m} ; C_T = 0,05 ; D = 22.5 \text{ m}$$

$$T = \min (0,82 \text{ s} ; 0,793 \text{ s}) \rightarrow \text{Donc } T_y = 0,793 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_y = 1.4$$

Résumé des résultats :

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	Tx(s)	Ty(s)	η
Valeurs numériques	0.25	1.37	1.4	1.20	3.5	77374,65	0.82	0.793	0.764

$$V = \frac{A D Q}{R} \times W V_T = \frac{0,25 \times 1,37 \times 1,20}{3,5} \times 77374,65 = 9045.365447 \text{ KN}$$

$$V_L = \frac{0,25 \times 1,4 \times 1,20}{3,5} \times 77374,65 = 9741.114411 \text{ KN}$$

V.3.4 Vérification des exigences de RPA99/2003 :

• **Résolution des forcessismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6))**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_0 obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

Tableau (V.7) : Vérification de l'effort tranchant à la base

	v statique	v dynamique	0.8% v statique	0.8% v statique inf v dynamique
sens x-x	9741.11441	10978.29	7792.891529	CV
sens y-y	9045.36545	10307.17	7236.292357	CV

Conclusion :

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

$$V_{dyn} > 0.8 V_{stat} \dots \implies C.V$$

• **Vérification des déplacements latéraux inter – étage :**

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

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au - dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1".

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau " k"

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

h_k : Hauteur de l'étage " k".

✓ Si: $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$ Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

- ✓ Si: $\theta_k > 0,20$ La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée **Sens transversale :**

Tableau (V.8) : Déplacement inter-étage dans le sens XX

	δ_{ex}^k (m)	R	δ_x^k (m)	δ_{ex}^{k-1} (m)	Δ_{ex}^k (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
8EME ETAGE	0.0482	3.5	0.1687	0.1512	0.0175	0.0323	cv
7EME ETAGE	0.0432	3.5	0.1512	0.13265	0.01855	0.0323	cv
6EME ETAGE	0.0379	3.5	0.13265	0.1134	0.01925	0.0323	cv
5EME ETAGE	0.0324	3.5	0.1134	0.09415	0.01925	0.0323	cv
4EME ETAGE	0.0269	3.5	0.09415	0.07525	0.0189	0.0323	cv
3EME ETAGE	0.0215	3.5	0.07525	0.05705	0.0182	0.0323	cv
2EME ETAGE	0.0163	3.5	0.05705	0.0399	0.01715	0.0323	cv
1ER ETAGE	0.0114	3.5	0.0399	0.0252	0.0147	0.0323	cv
RDC	0.0072	3.5	0.0252	0.01295	0.01225	0.0323	cv
RDJ	0.0037	3.5	0.01295	0.00455	0.0084	0.034	cv
S-SOL1	0.0013	3.5	0.00455	0.0014	0.00315	0.034	cv
S-SOL 2	0.0004	3.5	0.0014	0	0.0014	0.034	cv

- ✓ **Sens longitudinale :**

Tableau (V.9) : Déplacement inter-étage dans le sens YY

	δ_{ex}^k (m)	R	δ_x^k (m)	δ_{ex}^{k-1} (m)	Δ_{ex}^k (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
8EME ETAGE	0.0535	3.5	0.18725	0.168	0.01925	0.0323	cv
7EME ETAGE	0.048	3.5	0.168	0.14805	0.01995	0.0323	cv
6EME ETAGE	0.0423	3.5	0.14805	0.1274	0.02065	0.0323	cv
5EME ETAGE	0.0364	3.5	0.1274	0.1064	0.021	0.0323	cv
4EME ETAGE	0.0304	3.5	0.1064	0.0854	0.021	0.0323	cv
3EME ETAGE	0.0244	3.5	0.0854	0.0651	0.0203	0.0323	cv
2EME ETAGE	0.0186	3.5	0.0651	0.04585	0.01925	0.0323	cv
1ER ETAGE	0.0131	3.5	0.04585	0.0287	0.01715	0.0323	cv
RDC	0.0082	3.5	0.0287	0.01435	0.01435	0.0323	cv
RDJ	0.0041	3.5	0.01435	0.0049	0.00945	0.034	cv
S-SOL1	0.0014	3.5	0.0049	0.0014	0.0035	0.034	cv
S-SOL 2	0.0004	3.5	0.0014	0	0.0014	0.034	cv

• **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).

• **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (*RPA99V2003 Art4.2.5*). [2]

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée **F_t** au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : **F_t = 0,07 TV** où **T** est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de **F_t** ne dépassera en aucun cas **0,25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petit ou égale à **0,7** secondes.

Avec :

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

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

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de **V** soit (**V - F_t**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau **i**

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force **F_i**

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers **i, j**

Dans notre cas **T = 0.846s** supérieur à **0.7s** donc : **F_t = 0.07TV**

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

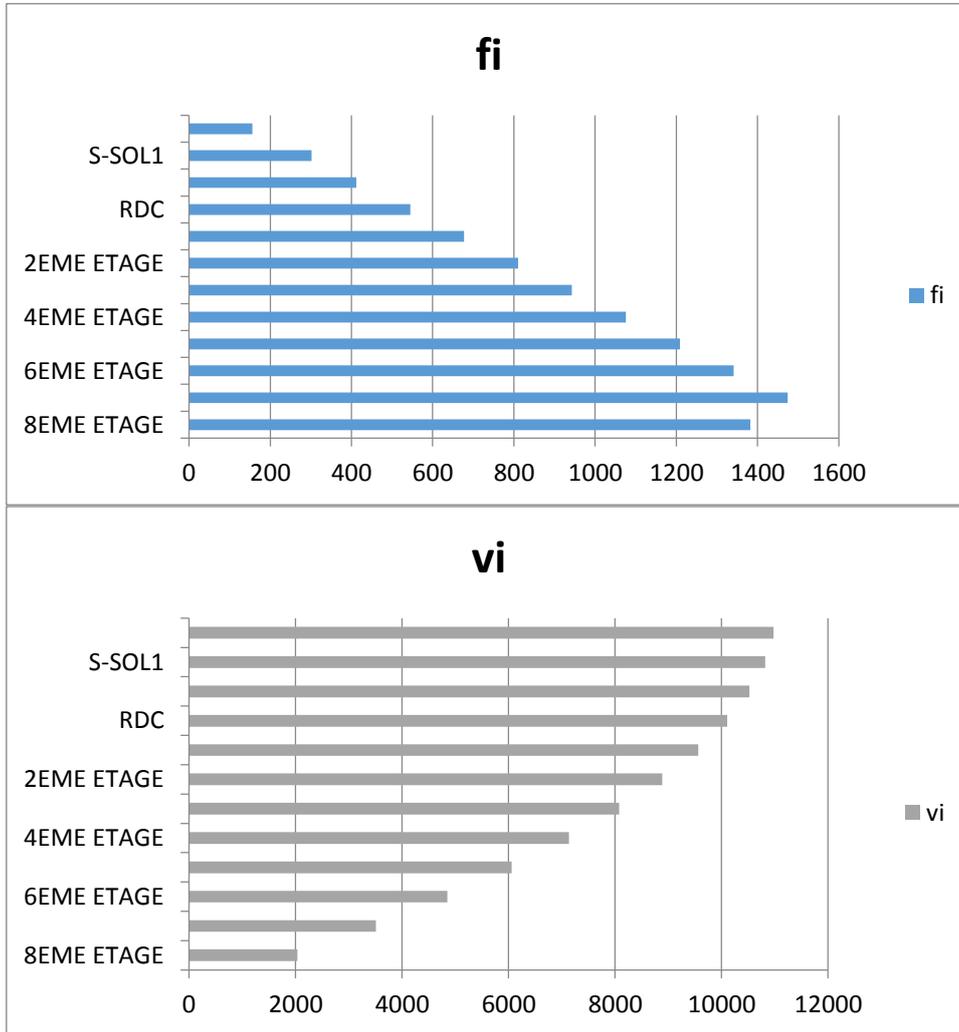
✓ sens longitudinale :

Tableau (V.10) : effort sismique pour chaque niveau dans Y-Y

Story	Hi	wi	wi.Hi	vx	somme(wi.fi)	ft	fi	vi
8EME		553.1	21629.4	10978.2		650.6753	1382.37	2033.04
ETAGE	39.1	817	045	9	161591.7348	439	364	898
7EME	35.8	642.9	23062.5	10978.2		650.6753	1473.96	3507.01
ETAGE	7	469	053	9	161591.7348	439	566	464
6EME	32.6	642.9	20985.7	10978.2		650.6753	1341.23	4848.25
ETAGE	4	469	868	9	161591.7348	439	889	353
5EME	29.4	642.9	18909.0	10978.2		650.6753	1208.51	6056.76
ETAGE	1	469	683	9	161591.7348	439	213	566
4EME	26.1	642.9	16832.3	10978.2		650.6753	1075.78	7132.55
ETAGE	8	469	498	9	161591.7348	439	536	102
3EME	22.9	642.9	14755.6	10978.2		650.6753	943.058	8075.60
ETAGE	5	469	314	9	161591.7348	439	597	962
2EME	19.7	642.9	12678.9	10978.2		650.6753	810.331	8885.94
ETAGE	2	469	129	9	161591.7348	439	831	145
1ER	16.4	642.9	10602.1	10978.2		650.6753	677.605	9563.54
ETAGE	9	469	944	9	161591.7348	439	066	652
	13.2	642.9	8525.47	10978.2		650.6753	544.878	10108.4
RDC	6	469	589	9	161591.7348	439	3	248
	10.0	642.9	6448.75	10978.2		650.6753	412.151	10520.5
RDJ	3	469	741	9	161591.7348	439	535	764
		694.0	4719.68	10978.2		650.6753	301.643	10822.2
S-SOL1	6.8	712	416	9	161591.7348	439	394	197
		718.2	2441.96	10978.2		650.6753	156.070	10978.2
S-SOL 2	3.4	247	398	9	161591.7348	439	253	9
Somme			161591.735				10327.6	
							147	

$$V = F_t + \sum F_i$$

10978.29 KN



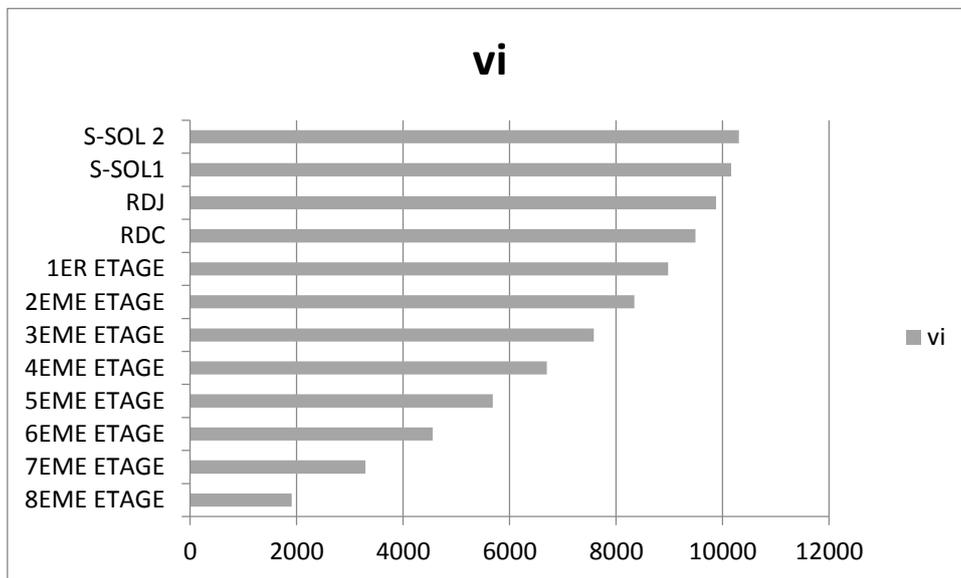
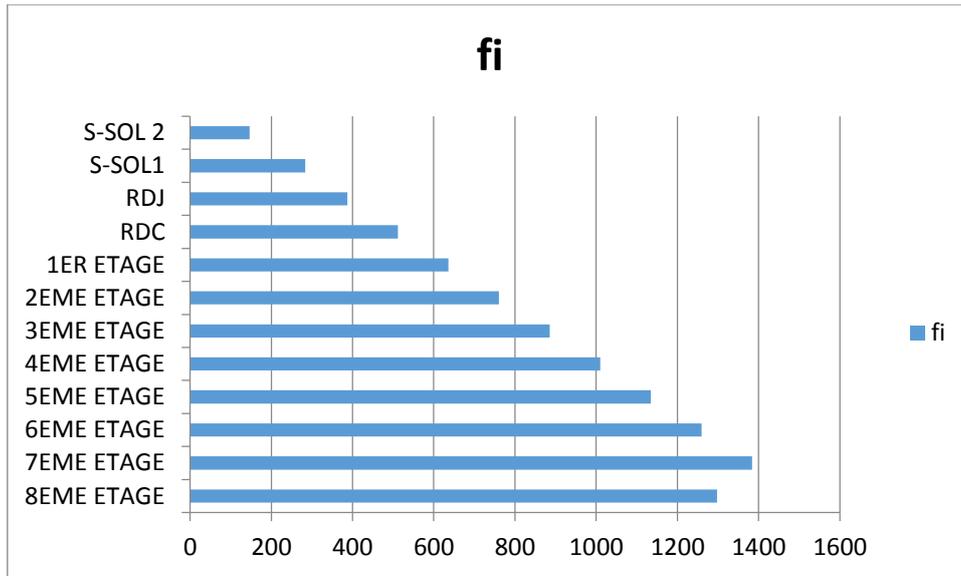
Distribution de l'effort tranchant Distribution de la force sismique

Tableau (V.11) : effort sismique pour chaque niveau dans X-X

✓ Sens transversal:

Story	Hi	wi	wi.Hi	vy	somme(wi.fi)	ft	fi	vi
8EME ETAGE	39.1	553.1817	21629.4045	10307.17	161591.7348	610.8985447	1297.86698	1908.76553
7EME ETAGE	35.87	642.9469	23062.5053	10307.17	161591.7348	610.8985447	1383.85984	3292.62536
6EME ETAGE	32.64	642.9469	20985.7868	10307.17	161591.7348	610.8985447	1259.24687	4551.87223
5EME ETAGE	29.41	642.9469	18909.0683	10307.17	161591.7348	610.8985447	1134.6339	5686.50613
4EME ETAGE	26.18	642.9469	16832.3498	10307.17	161591.7348	610.8985447	1010.02092	6696.52705
3EME ETAGE	22.95	642.9469	14755.6314	10307.17	161591.7348	610.8985447	885.407953	7581.935
2EME ETAGE	19.72	642.9469	12678.9129	10307.17	161591.7348	610.8985447	760.794982	8342.72998
1ER ETAGE	16.49	642.9469	10602.1944	10307.17	161591.7348	610.8985447	636.182011	8978.91199
RDC	13.26	642.9469	8525.47589	10307.17	161591.7348	610.8985447	511.569039	9490.48103
RDJ	10.03	642.9469	6448.75741	10307.17	161591.7348	610.8985447	386.956068	9877.4371
S-SOL1	6.8	694.0712	4719.68416	10307.17	161591.7348	610.8985447	283.203462	10160.6406
S-SOL 2	3.4	718.2247	2441.96398	10307.17	161591.7348	610.8985447	146.529435	10307.17
Somme			161591.735				9696.27146	

$$V = Ft + \sum Fi = 10307.17 \text{ KN}$$



Distribution de l'effort tranchant

Distribution de la force sismique

• **Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)**

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfont la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

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

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

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

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

✓ **Sens longitudinal :**

Tableau (V.12) : Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y

Story	P_k	$\Delta k_y(m)$	$h_k(m)$	V_{ky}	θ_{ky}	< 0.1
8EME ETAGE	6277	0.0175	3.23	2033.04898	0.01672784	C.V
7EME ETAGE	12582.16	0.01855	3.23	3507.01464	0.02060435	C.V
6EME ETAGE	18887.31	0.01925	3.23	4848.25353	0.02321737	C.V
5EME ETAGE	25192.47	0.01925	3.23	6056.76566	0.02478895	C.V
4EME ETAGE	31497.62	0.0189	3.23	7132.55102	0.02583998	C.V
3EME ETAGE	37802.78	0.0182	3.23	8075.60962	0.02637651	C.V
2EME ETAGE	44107.94	0.01715	3.23	8885.94145	0.02635572	C.V
1ER ETAGE	50413.09	0.0147	3.23	9563.54652	0.02399049	C.V
RDC	56718.25	0.01225	3.23	10108.4248	0.02128006	C.V
RDJ	63023.4	0.0084	3.23	10520.5764	0.01557898	C.V
S-SOL1	70331.27	0.00315	3.4	10822.2197	0.00602093	Cv
S-SOL 2	77374.65	0.0014	3.4	10978.29	0.0029021	cv

✓ **Sens transversale :**

Tableau (V.13) : Vérification de l'effet P-Δsens X-X

Story	P _k	Δk _x (m)	h _k (m)	V _{kx}	θ _{kx}	< 0.1
8EME ETAGE	6277	0.01925	3.23	1908.76553	0.01959872	C.V
7EME ETAGE	12582.16	0.01995	3.23	3292.62536	0.02360224	C.V
6EME ETAGE	18887.31	0.02065	3.23	4551.87223	0.02652758	C.V
5EME ETAGE	25192.47	0.021	3.23	5686.50613	0.02880328	C.V
4EME ETAGE	31497.62	0.021	3.23	6696.52705	0.03058052	C.V
3EME ETAGE	37802.78	0.0203	3.23	7581.935	0.03133554	C.V
2EME ETAGE	44107.94	0.01925	3.23	8342.72998	0.03150916	C.V
1ER ETAGE	50413.09	0.01715	3.23	8978.91199	0.02981132	C.V
RDC	56718.25	0.01435	3.23	9490.48103	0.02655119	C.V
RDJ	63023.4	0.00945	3.23	9877.4371	0.01866753	C.V
S-SOL1	70331.27	0.0035	3.4	10160.6406	0.00712552	Cv
S-SOL 2	77374.65	0.0014	3.4	10307.17	0.00309107	cv

• **Commentaire :**

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

• **Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)**

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{array} \right.$$

il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

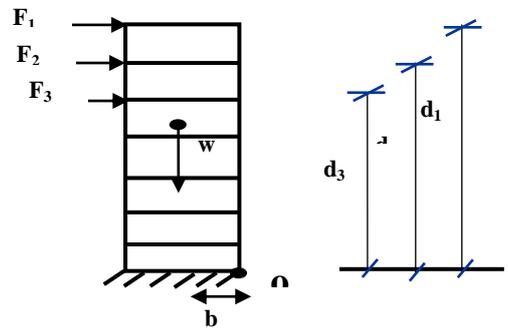
F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

✓ Sens YY' :



Story	fi	hi	fi x hi
8EME ETAGE	1297.86698	39.1	50746.599
7EME ETAGE	1383.85984	35.87	49639.0524
6EME ETAGE	1259.24687	32.64	41101.8177
5EME ETAGE	1134.6339	29.41	33369.5829
4EME ETAGE	1010.02092	26.18	26442.3478
3EME ETAGE	885.407953	22.95	20320.1125
2EME ETAGE	760.794982	19.72	15002.877
1ER ETAGE	636.182011	16.49	10490.6414
RDC	511.569039	13.26	6783.40546
RDJ	386.956068	10.03	3881.16936
S-SOL1	283.203462	6.8	1925.78354
S-SOL 2	146.529435	3.4	498.20008
somme	9696.27146		260201.589

✓ Sens XX' :

Story	fi	hi	fi x hi
8EME ETAGE	1382.37364	39.1	54050.8093
7EME ETAGE	1473.96566	35.87	52871.1482
6EME ETAGE	1341.23889	32.64	43778.0375
5EME ETAGE	1208.51213	29.41	35542.3417
4EME ETAGE	1075.78536	26.18	28164.0608
3EME ETAGE	943.058597	22.95	21643.1948
2EME ETAGE	810.331831	19.72	15979.7437
1ER ETAGE	677.605066	16.49	11173.7075
RDC	544.8783	13.26	7225.08626
RDJ	412.151535	10.03	4133.87989
S-SOL1	301.643394	6.8	2051.17508
S-SOL 2	156.070253	3.4	530.638861
somme	10327.6147		277143.824

Calcul du centre de gravité de la structure :

Story	MassX	XCM	YCM	mi.Xi	mi.Yi	xg	yg
S-SOL 2	718.224 7	2274.14	1451.83 3	1633343.5 2	1042742.3 2	2273.9843 3	1451.8982 5
S-SOL1	694.071 2	2274.03 3	1451.94 9	1578340.8 1	1007755.9 8		
RDJ	642.946 9	2273.95 5	1451.89 7	1462032.3 2	933492.67 5		
RDC	642.946 9	2273.95 5	1451.89 7	1462032.3 2	933492.67 5		
1ER ETAGE	642.946 9	2273.95 5	1451.89 7	1462032.3 2	933492.67 5		
2EME ETAGE	642.946 9	2273.95 5	1451.89 7	1462032.3 2	933492.67 5		
3EME ETAGE	642.946 9	2273.95 5	1451.89 7	1462032.3 2	933492.67 5		
4EME ETAGE	642.946 9	2273.95 5	1451.89 7	1462032.3 2	933492.67 5		
5EME ETAGE	642.946 9	2273.95 5	1451.89 7	1462032.3 2	933492.67 5		
6EME ETAGE	642.946 9	2273.95 5	1451.89 7	1462032.3 2	933492.67 5		
7EME ETAGE	642.946 9	2273.95 5	1451.89 7	1462032.3 2	933492.67 5		
8EME ETAGE	553.181 7	2274.04 4	1451.92 4	1257959.5 3	803177.78 7		

$$b_x = L_x - X_G = 10.08 \text{ m}$$

$$b_y = L_y - Y_G = 12.51 \text{ m}$$

Tableau (V.14) : Vérification du renversement

	W	B	Ms	Mr	Ms/Mr	Observation
sens x-x	77374.65	10.0791667	779871.993	277143.824	2.8139613	CV
sens y-y	77374.65	12.50825	967821.466	260201.589	3.71950636	CV

• **Commentaire :**

- Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferraillement correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

• **Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)**

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, la vérification s'effectue par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur la section de béton sous la combinaison sismique la plus défavorable .

Dans notre cas la combinaison sismique qui donne l'effort de compression la plus défavorable est $G+Q+E_{YMIN}$

B_c : est la section brute .

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

On fait la vérification pour les plus défavorables, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

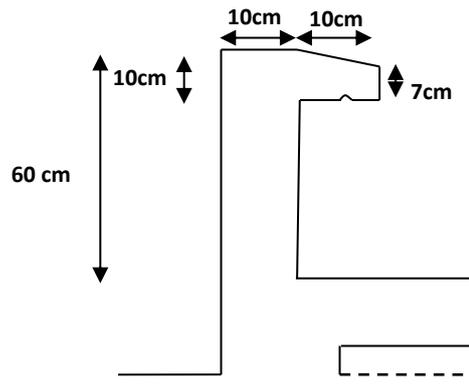
Tableau (V.15) : Vérification de l'effort normal

zone	voiles	Section	N (KN)	v	Observation
	P3	220x40	3259.53	0.148	≤ 0.3 C.V

V. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

V.1.Acrotère :

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.



Coupe verticale de l'acrotère

$$G = S \cdot \rho$$

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (\frac{0,03 \times 0,1}{2}) + (0,07 \times 0,1)] \cdot 25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 1,7125 \text{ KN / ml (effort normale du au poids propre)} \\ Q = 1 \text{ KN / ml (effort horizontal)} \end{array} \right.$$

Moment de renversement M du l'effort horizontale :

$$M_Q = Q \times H$$

$$M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \longrightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

➤ **Combinaison de charge :**

A l'ELU : (1,35G + 1,5Q)

L'effort normal : $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,7125 = 2,31 \text{ KN / ml} \longrightarrow N_u = 2,31 \text{ KN / ml}.$

Moment d'encastrement : $M_u = 1,35M_Q = 1,35 \times Q \times H = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN. m} \longrightarrow$

$M_u = 0,9 \text{ KN. m}.$

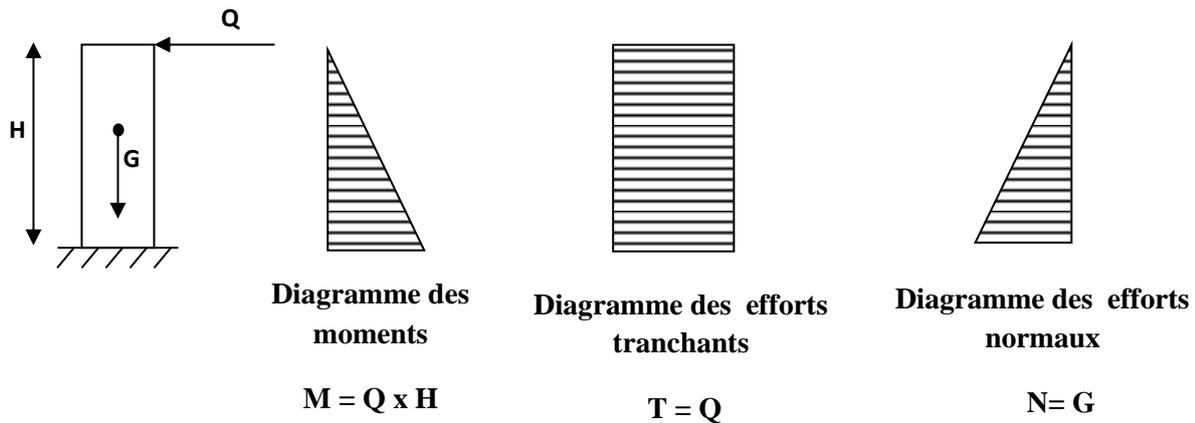
L'effort tranchant : $T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} \longrightarrow T_u = 1,5 \text{ KN}$.

A l'ELS : (G + Q)

$N_{ser} = G = 1,7125 \text{ KN / ml} \longrightarrow N_{ser} = 1,7125 \text{ KN / ml}$

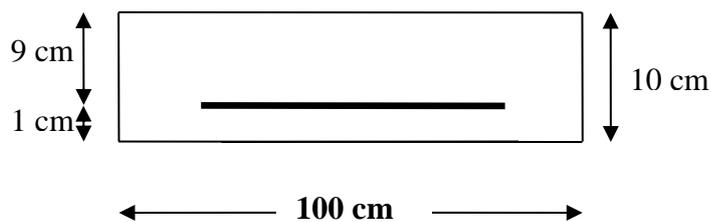
$M_{ser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$

$T_{ser} = Q = 1 \text{ KN} \longrightarrow T_{ser} = 1 \text{ KN}$



V.2. Ferrailage :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable parce que les éléments exposés aux milieux agressifs (atmosphère marine) donc le calcul effectuera à ELU et vérifier à ELS.



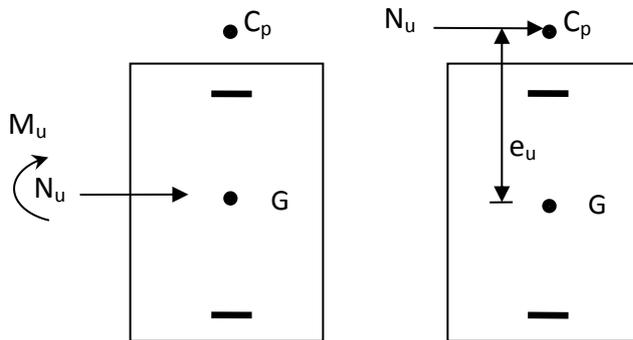
Il est à l'étude, d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 100 \text{ cm}$ avec $d = 0,9h = 9 \text{ cm}$.

V.2.1. Calcul à l'ELU :

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,3896 \text{ m} = 38,96 \text{ cm} \longrightarrow e_u = GC = 38,96 \text{ cm}$$

$$e_u > h/2 = 5 \text{ cm}$$



segment L'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est à l'extérieur de formé par les armatures, donc la section est partiellement comprimée.

➤ Le calcul se fera en flexion simple à un n ent :

$$M_1 = M_u + N_u(d - h / 2)$$

$$M_1 = 0,9 + 2,31(0,09 - 0,05) = 0,99 \text{ KN m} \longrightarrow M_1 = 0,99 \text{ KN m}$$

Moment réduit :

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

$$\mu = \frac{M_1}{b d^2 \sigma_{bc}}$$

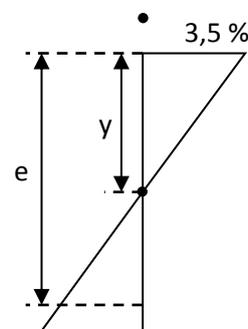
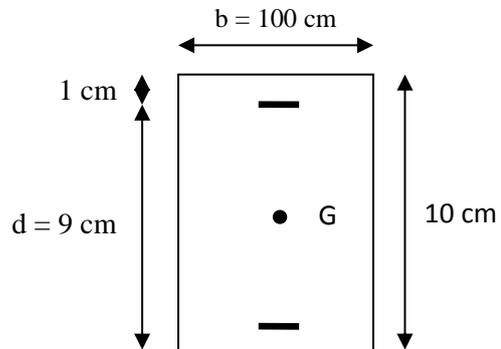
$$\mu = \frac{0,99 \times 10^6}{1000 \times (90^2) \times 14,2} = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \quad A_s' = 0$$

$$\mu = 0,009 \longrightarrow B_u = 0,0091$$

$$A_{st} = \frac{B_u b d \sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{0,0091 \times (100) \times (9) \times 14,2}{348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,33 \text{ cm}^2$$



➤ **Calcul en flexion composée :**

$$A_u = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_u = 0,33 - \frac{2,46 \times 10^3 \times 10^{-2}}{348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,26 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m} \quad N_{ser} = 1,825 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 35,04 \text{ cm} ; e_1 = \frac{h_t}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 \geq e_1 \longrightarrow$ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

➤ **Le calcul se fera en flexion simple à un moment.**

$$M_{ser \text{ eff}} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ser \text{ eff}} = 0,6 + 1,7125 (0,09 - 0,05) = 0,67 \text{ KN.m}$$

La contrainte du béton est donnée à l'ELS :

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

La contrainte de l'acier est :

La fissuration considérée très préjudiciable

$$\xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{n F_{t28}}) \right\} \longrightarrow \bar{\sigma}_s = 0,8 \xi$$

$$\xi = 201,6 \text{ Mpa} \longrightarrow \bar{\sigma}_s = 161,30 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du moment résistant du béton M_{srb} :**

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 161,30} = 0,58$$

- $M_{srb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$

$$M_{S_{rb}} = \frac{1}{2} \times 0,58 \times \left(1 - \frac{0,58}{3}\right) \times 1 \times 0,09^2 \times 15 \times 10^3 = 28,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{S_{rb}} > M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m} \longrightarrow A_s' = 0$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) = 0,09 \times \left(1 - \frac{0,58}{3}\right) = 0,0726 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{serf}}{Z \times \bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = \frac{0,67}{0,0726 \times 161,30} = 0,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_s = 0,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composé :**

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_{ser} = 0,57 - \frac{1,7125}{161,30} = 0,56 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{ser} = 0,56 \text{ cm}^2$$

V.2.2. Condition de no fragilité : (Art A.4.2,1 BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445.d}{e_s - 0,185.d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,7125} = 35,04 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35,04 - 0,445(9)}{35,04 - 0,185(9)} \right] = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

Donc $A_s > \max(A_s, A_{ser}, A_{min})$

On adopte : **7HA8 = 3,52 cm²/ ml** avec un espacement de **15 cm**

V.2.3. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{3,52}{4} = 0,88 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit } \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2, \text{ avec : } St = 15 \text{ cm}$$

V.2.4. Vérification des espacements des barres :

✓ **Armature longitudinales :**

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

$$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armature de répartition :**

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

$$St = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

V.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1 / BAEL91)

La fissuration est très préjudiciable

$$\text{Donc : } \tau = \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 F_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \longrightarrow V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \quad (V_u : \text{effort tranchant})$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0167 \text{ Mpa} < \tau_1 = 2,5 \text{ Mpa} \longrightarrow \tau_u < \tau_1 \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

La condition est vérifier donc pas de risque de cisaillement \longrightarrow le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \longrightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.2.6. Vérifications de l'adhérence des barres : (Art 6.1.3 / BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{avec : } \overline{\tau_{se}} \leq \psi_{se} F_{t28}.$$

ψ_{se} : Coefficient de scellement = 1,5 (acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0,15 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} \longrightarrow \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa}.$$

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

$\sum u_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n \pi \varnothing = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm} \longrightarrow \sum u_i = 10,05 \text{ cm}$$

n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times (90) \times (100,5)} = 0,184 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \tau_{se} = 0,184 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,184 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \dots \dots \dots (\text{condition vérifier}).$$

V.3.1. Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes :**

✓ **Dans le béton :**

on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

y : nouvelle position de l'axe neutre.

$$\frac{by^2}{2} + 15(As + As')y - 15(As'd' + As d) = 0. \quad As' = 0$$

$$\frac{by^2}{2} - 15As (d - y_1) = 0..$$

$$50y_1^2 + 52,80 y_1 - 475,20 = 0. \quad \longrightarrow \quad y_1 = 2,59 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As'(y - d')^2 + As (d - y)^2] \quad As' = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 As (d - y_1)^2 \quad \longrightarrow \quad I = 2748,58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0,6 \times 10^6 \times 2,59 \times 10}{2748,58 \times 10^4} = 0,56 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 0,56 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifié}).$

✓ **Dans l'acier :**

On doit vérifier $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$:

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{n F_{t28}}) \right\} = 201,6 \text{ Mpa}.$$

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,6 \times 10^6}{2748,58 \times 10^4} (9 - 2,59) \times 10 = 20,99 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 20,99 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié).}$$

V.3.2. Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 / RPA99)

Selon le RPA99, le calcul de l'acrotère sous l'action des forces sismiques, se fait par la formule suivante :

$$f_p = 4 A c_p w_p$$

A : coefficient d'accélération de zone, A= 0,25 (ZIII-2).

c_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires (c_p = 0,3).

w_p : poids propre de l'élément (w_p = 1,7125 KN / ml).

$$f_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,7125 \longrightarrow f_p = 0,514 < 1(\text{KN / ml}) \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Donc le ferrailage adopté précédemment est acceptable.

➤ Schéma de ferrailage de l'acrotère :

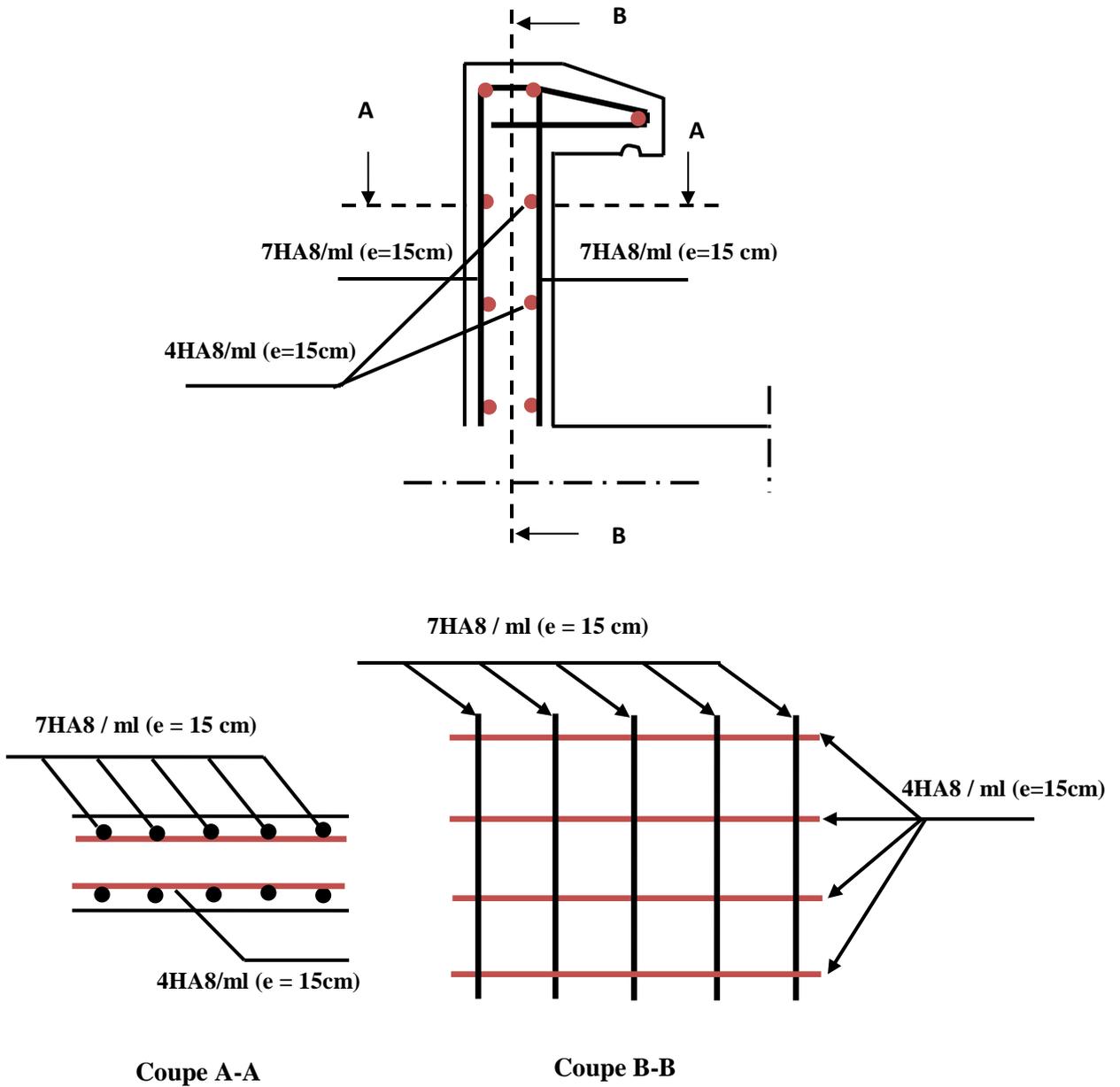


Figure V.1 : Schémas de ferrailage de

V.2. Les balcons :

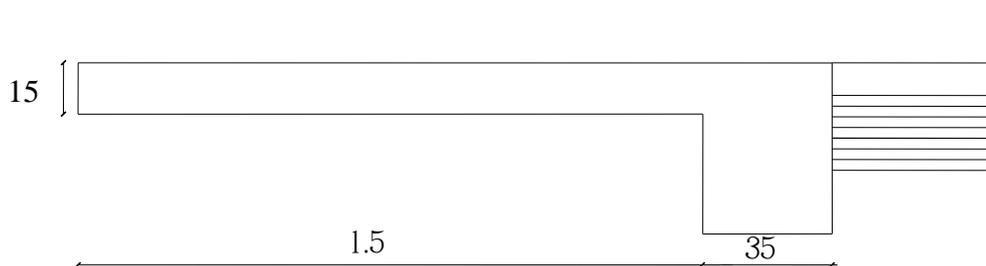
Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15\text{cm} \text{ On prend } e_p = 15\text{cm}$$

il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.



➤ Evaluation des charges :

- ✓ Charges permanentes $G1 = 6.35 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharges sur le balcon $Q1 = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharges dus à la main courante $Q2 = 1 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Charge de garde-corps (acier en Inox) $G2 = 1.3 \text{ KN/m}^2$
- ✓ **Calcul des sollicitations à ELU :**

➤ Combinaison des charges :

- $P_u = 1,35G + 1,5Q = 13.82\text{KN/m}$
- $P = 1,35G2 = 1.75\text{KN/m}$
- $q_u = 1,5Q2 = 1.5\text{KN/m}$

➤ Calcul des moments

- $M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} + P \cdot L + q_u = 32\text{m}$
- $V_u = P_u \cdot L + P = 21.55 \text{ KN}$
- **Calcul des sollicitations à ELS :**

➤ Combinaison des charges :

- $P_s = G + Q = 9.85 \text{ KN/m}$
- $P = G2 = 1.3 \text{ KN/m}$
- $q_s = Q2 = 1 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul des moments**

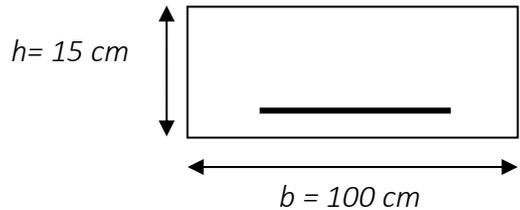
- $M_s = \frac{Ps \times L^2}{2} + P \cdot L + q_s = 14.03 \text{ KN.m}$
- $V_u = Ps \cdot L + P = 2.5 \text{ KN}$

➤ **Ferrailage :**

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

➤ **Armatures longitudinales :**

$d=0.9h=13.5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; h=15\text{cm}.$



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.124 < \mu_{bu} = 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \rightarrow \text{méthode simplifier}$$

$$A_f = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$Z=d (1-0.6\mu_{bu}) = 12.5 \text{ cm}$

$$A_f = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{32 \times 10^6}{125.2 \times 348} = 7.36 \text{ cm}^2$$

On prend : 7HA12 = 7.91cm² avec : St=15 cm

➤ **Vérification à l'E.L.S (C.B.A93) :**

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Position de l'axe neutre

$$b \cdot y_1^2 - 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 4.6 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \quad \Rightarrow \quad I = 12642.8 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 4.6 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15.M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 148.15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 148.15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Condition Vérifié.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{réel} = \max \{ A_u, A_{ser}, A_{min} \} = 7.91 \text{ cm}^2 ;$$

La section d'acier adoptée est : **A_S = 7HA12 = 7.91cm²**

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{réel}}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \text{ La section adoptée est : } A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement minimal :**

- ✓ Charge concentrée ;
- ✓ Fissuration préjudiciable ;
- ✓ $h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$;
- ✓ $\varphi = 12 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$;

$$\Leftrightarrow (S_{tx}, S_{ty}) \leq \text{Min} \{ 2 h_0 = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm} \} \quad \mathbf{S_t = 20cm}$$

➤ **Vérification au cisaillement (C.B.A.93 Art A-5-1-2-1-1 page 39) :**

Fissuration préjudiciable τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ \frac{V_u}{4 b d} \leq \tau_u \leq 2.50 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_u = q L + p = 21.55 \text{ KN} \quad \Leftrightarrow \tau_u = 0.16 \text{ MP}$$

D'où : $\tau_u = 0.16 \text{ MP} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MP}$ a.....vérifié.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{q l^4}{8EI} + \frac{P l^3}{3EI}$$

Avec :

E : module déformation déferée $E_{iv} = 1.08 \times 10^4 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie ; $I = 12642.8 \text{ cm}^4$

Donc $f = 0.15 \text{ cm}$

❖ Flèche admissible (C.B.A 93)

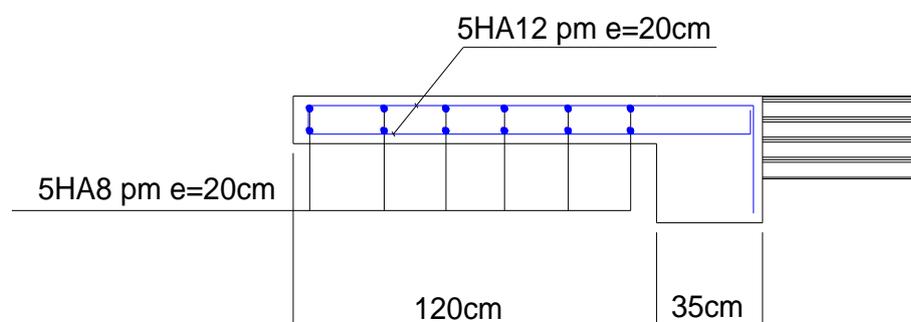


Figure V.2 : Schéma de ferrailage de balcon

V.3. CALCUL DES ESCALIER

V.3.1. DÉFINITION :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une section de gradins et permettant le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment.

Un escalier est déterminé par :

- Sa montée (hauteur à gravir) H ;
- Son emmarchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h ;

➤ **Hauteur de marche :**

Valeur moyenne : $13\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

On prend $h=17$

➤ **Relation de BLONDEL :**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de blondel

$2h+g = 60\text{cm}$ à 64cm .

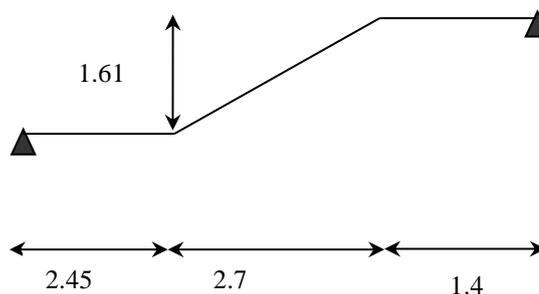
- Hauteur d'étage : $H= 323\text{cm}$
- Choix de la hauteur de la contremarche : $h = 17 \text{ cm}$
- Détermination du nombre des contremarches et des marches :

$n= H / h = 3.23 / 0.17=19$

On aura 19 contre marches :

- ✓ Volée 1 = 10 marche
- ✓ Volée 2 = 9 marche

$m=n-1=10-1=9$ marche



• **Détermination de GIRON :**

A partir de la formule de **BLONDEL** on à :

$$L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0.596 \Rightarrow \alpha = 30.79^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow L = \frac{H}{\sin \alpha}$$

L = 314 cm

• **Vérification :**

$$\begin{cases} 0,59 \leq g + 2h \leq 0,66 (\text{en } m) \\ g + 2h = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66.$$

La condition de BLANDEL est : vérifiée

- La longueur de la volée est : $L = 1.61 / \sin \alpha \Rightarrow L = 3.14 \text{ m}$
- L'épaisseur de la pailasse est : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 10.46 \text{ cm} < e < 15.7 \text{ cm}$
Epaisseur de pailasse = 15 cm.
- L'épaisseur de palier de repos : $e_{\text{palier}} = (e_{\text{pailasse}} / \cos \alpha) = 17.46 \text{ cm}$

En prend $e_{\text{palier}} = e_{\text{pailasse}} = 20 \text{ cm}$

Alors l'épaisseur du palier est le même que celle du pailasse.

IV.2.5.1.1 Charges sollicitant les escaliers :

Tableau (V.1): Charges permanentes sur le palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	20	25	5
Enduit de ciment	3	10	0.30
			6.46 KN/m²

$$G = 6.46 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau (V.2) : Charges permanentes sur le volé.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Marche	17/2	25	2.12
Pailleasse	20/cos α	25	5.87
Enduit en plâtre	3	10	0.30
Gardes corps	/	/	0.25
			9.34

$$G = 9.34 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Combinaison des charges :**

a) ELU :

$$\text{Palliasse : } q_1 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (9.34) + 1.5 (2.5) = 16.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier : } q_2 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (6.46) + 1.5 (2.5) = 12.47 \text{ KN/m}^2$$

b) ELS :

$$\text{Palliasse : } q_1 = G + Q = 9.34 + 2.5 = 11.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier : } q_2 = G + Q = 6.46 + 2.5 = 8.96 \text{ KN/m}^2$$

Schéma statique

ELU

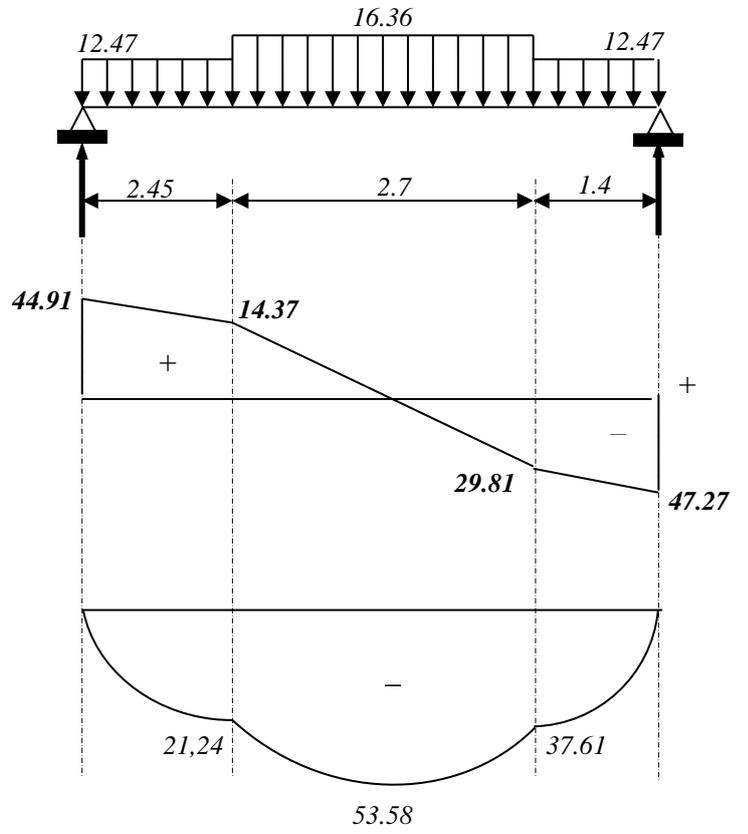


Figure V.1 : diagrammes de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU

l'ELU

ELS

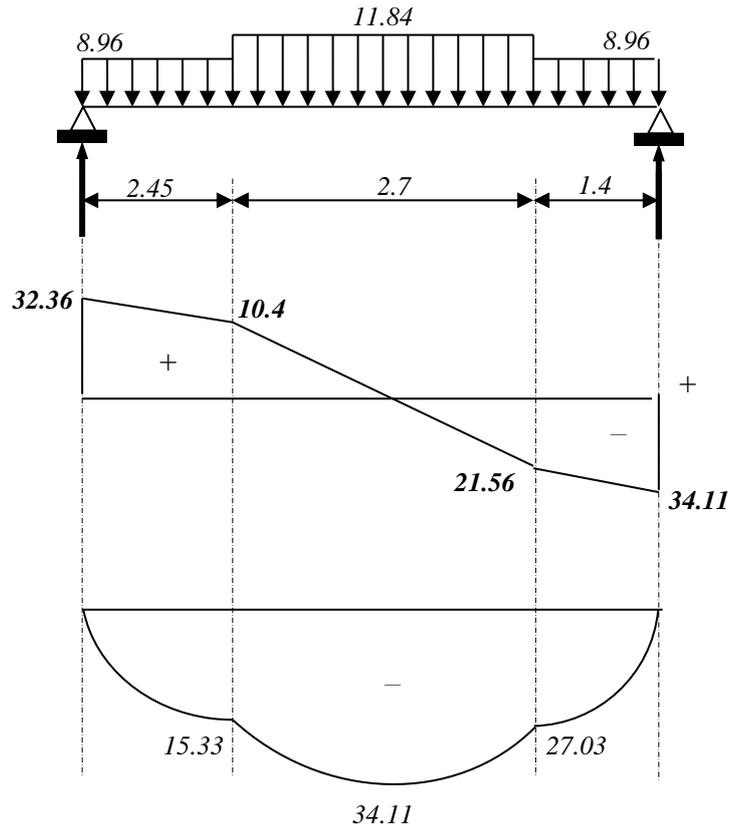


Figure V.2 : diagrammes de moment fléchissant et de l'effort tranchant à

l'ELS

ELU :

$$M_{\max} = 53.58 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 47.27 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets de la dalle au niveau des pourtours, Les moments calculés seront minorés en leurs affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Aux appuis : $M_a = - 0.3 \times M_{Z_{\max}}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_{Z_{\max}}$

ELU :

$$M_a = 16.074 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 40.18 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{\max} = 38.7 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 34.11 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_a = 11.61 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 32.895 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :

Sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple

$b_0=100\text{cm}$, $d=0.9h = 18\text{cm}$, $\gamma_s=1, 15$, $\gamma_b=1, 5$, $h=20\text{cm}$ FeE400Mpa, $\sigma_{st}=348\text{Mpa}$.

$f_{c28}=25\text{Mpa}$, $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$. $F_{bu}=14,17\text{MPa}$.

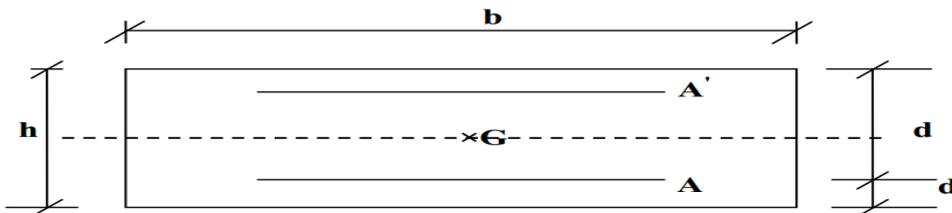


Figure (V.3) : Section de calcul d'escalier

1) Armature principale :

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

- **En travée :**

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40.18 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.087$$

$$U_{bu} < U_1 = 0.391 \rightarrow A_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier } \Rightarrow A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 18(1 - 0.6 \times 0.087) = 17.05 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{40.18 \times 10^6}{170.5 \times 348} = 6.77 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 7\text{HA}14 = 10.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Espacement} = 15 \text{ cm}$$

- **En appuis :**

$$U_{bu} = \frac{16.074 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.035$$

$$U_{bu} < U_1 = 0.391 \rightarrow A_s = 0$$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 18(1 - 0.6 \times 0.0506) = 17.62 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{16.074 \times 10^6}{176.2 \times 348} = 2.62 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Espacement} = 15 \text{ cm}$$

1) Armatures de répartition :

- **Travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.7 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 5HA10} = 3.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Appuis :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 5HA8} = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

LES VÉRIFICATIONS NÉCESSAIRES :

Vérification à L'ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.93 > A_{min} = 2.17 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_a = 2.51 > A_{min} = 2.17 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b. Ecartement des barres (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91) :

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures longitudinales: $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$S_t = \{12.5 ; 25\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition: $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$

$$S_t = \{20 \text{ cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 47.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{47.27 \times 10^3}{1000 \times 0.18} = 0.263 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.316 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Y'a pas de risque de cisaillement

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{47.27 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 301.4} = 0.968\text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :** (BAEL 91 Art A 5-1.3.21) :

$$V_u \leq 0.4b0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 1 \times 0.9 \times 0.18 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_u = 47.27 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right]$$

$$A \geq \frac{1.15}{400} \left[47.27 \times 10^3 + \frac{16.074 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right]$$

$$A = 4.21 \text{ cm}^2 > 1 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

f. longueur de scellement (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.39 \text{ cm}$$

Vérification à l'E.L.S :

a. Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } by^2 + 30(A_s + \acute{A}_s)y - 30(dA_s - \acute{d}\acute{A}'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + \acute{A}_s(y - \acute{d})^2]$$

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

- **En travée :**

$$50y^2 + (15 \times 10.78)y - 15(18 \times 10.78) = 0$$

$$Y = 6.18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 6.18^3}{3} + 15 \times 10.78(18 - 6.18)^2 = 30459.13 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{32.895 \times 10^6}{30459.13 \times 10^4} \times 6.18 = 6.67 \text{ Mpa} \quad \overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **Aux appuis :**

$$50y^2 + (15 \times 7.92)y - (15 \times 18 \times 7.92) = 0$$

$$Y = 5.46 \text{cm}^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.46^3}{3} + 15 \times 7.92(18 - 5.46)^2 = 24107.2 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.61 \times 10^6}{24107.2} \times 54.6 = 7.4 \text{ Mpa} \quad \overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

b. Vérification de la contrainte d'acier :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers, donc on doit pas vérifier la relation $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

c. Vérification de la flèche :

✓ **Vérification des conditions**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \quad 0.0305 < 0.06 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bxd} = \frac{10.78}{100 \times 18} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{L} = 0.0305 \geq \frac{M_{ser}}{10.M_{0ser}} = \frac{47.549}{10 \times 55.94} = 0.085 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

✓ **Le Calcul :**

$$f < \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{10000} \quad ; \quad f = \frac{PL^4}{384EI} < \bar{f}$$

Avec :

$$P = g_{ec} + q$$

$$g_{ec} = 7.9$$

$$P = 7.9 + 2.5 = 10.4 \text{KN/ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E : module de Young.

$$E = 3,2 \times 10^4 \text{ MPa}$$

I: moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$I = \frac{bh^3}{12} = 66666.67 \text{cm}^4$$

$$f = \frac{10.4 \times 7.8^4 \times 10^7}{384 \times 3.2 \times 10^4 \times 66666.67} = 0.47 \text{ cm}$$

$f = 0.47 \text{ cm} < \bar{f} = 1.28 \text{ cm}$ Condition vérifié

• Schéma de ferrailage :

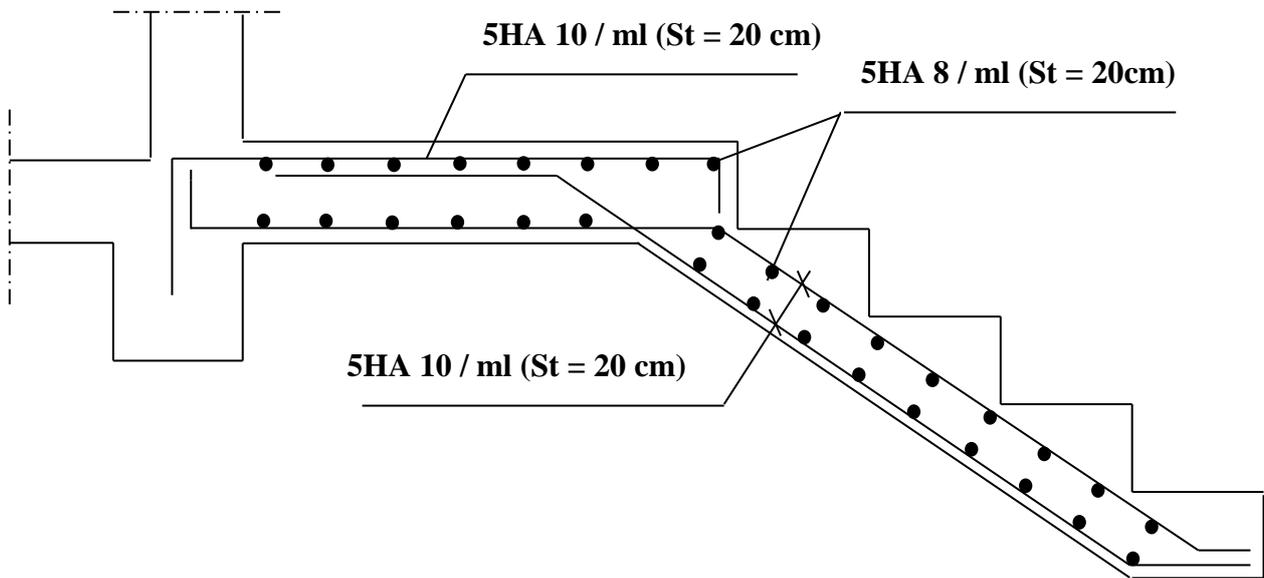


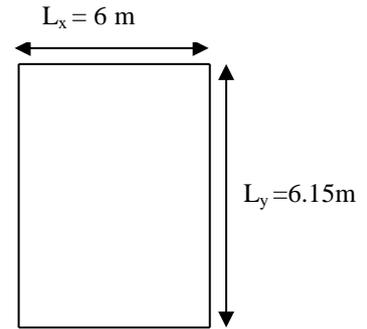
Figure V.4 : Schéma de ferrailage d'escalier.

V.4. Ferrailage de dalle pleine :

V.4.1. Epaisseur de la dalle pleine :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{600}{50} \leq e \leq \frac{600}{40} \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

$e = 15 \text{ cm.}$



L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est 12 cm selon le RPA,

Donc : on prend une épaisseur de 16 cm.

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de dalle M_x , M_y correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalués pour des bandes de 1m de largeur.

Les portées L_x et L_y d'un « panneau » de dalle sont mesurées entre les nus d'appuis.

Si : $0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ la dalle est considérée comme portant dans 02 directions.

Si : $\alpha < 0,4 \rightarrow$ la dalle est considère comme portant uniquement dans le sens de sa petite

portée : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{6,15} = 0,97 > 0,4$ donc la dalle travail dans les 02 sens.

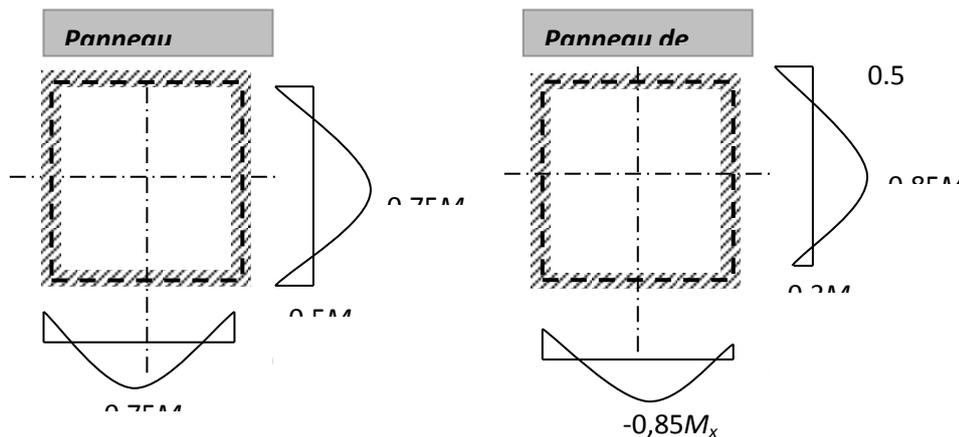


Figure.V.5: Moment en travée et sur appuis.

Calcul des moments :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,97 \quad M_x = u_x q L_x^2 \quad M_y = u_y M_x$$

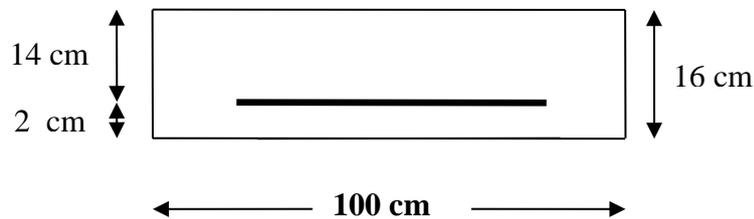
$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(7.37) + 1,5(1) = 12.20 \text{ KN / m} \quad \longrightarrow \quad q_u = 11.45 \text{ KN / m.}$$

$$q_{ser} = G + Q = 7,37 + 1 = 8,37 \text{ KN / m} \quad \longrightarrow \quad q_{ser} = 8,37 \text{ KN / m}^2.$$

Tableau V.3 : Les moments en travée et en appuis.

	ELS		ELU	
	Sens X -X	Sens Y -Y	Sens X -X	Sens Y -Y
μ	0.0.639	0.6978	0.0513	0.5786
M (KN.m)	19.25	13.43	21.15	12.24
M_t (KN.m)	16.36	11.42	17.98	10.40
M_a (KN.m)	-9.63	-6.72	-10.58	-6.12

Ferrailage : Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire (**1m**)



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

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$ et $\gamma_b = 1,5$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ la section est admet avec des armatures tendus $A_s' = 0$; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_s = \frac{B_u b d \sigma_{bc}}{\sigma_s} \quad \mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

Si $\mu \geq \mu_{\ell} = 0,392 \rightarrow$ la section est admise avec des armatures tendues et comprimées ; les sections sont données par ces formules:

$$A_s' = \frac{B_u' b d \sigma_{bc}}{\sigma_s} \qquad A_s = \frac{B_u b d \sigma_{bc}}{\sigma_s} \qquad \mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

Tableau V.4 : Ferrailage de la dalle plaine.

	Sens X –X		Sens Y –Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	17.58	10.58	10.40	6.12
A_s' (cm² /ml)	0	0	0	0
A_s (cm² /ml)	3,6	2,17	2.13	1.26
Choix des Ø	7HA12	7HA10	7HA12	7HA10
A_s adopté	7.92	5.50	7.92	5.50
Esp (cm)	15	15	15	15

Vérification à ELU:

1-Condition de non fragilité (BAEL91 Art A-4-2,1) :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times (3 - \alpha) / 2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,97 \quad \text{Avec :}$$

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8 \%$)

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 16 \times (3 - 0,97) / 2 = 1,41 \text{ cm}^2 < 7,92 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

2-Ecartement des barres (BAEL91 Art A-8-2,42) :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25 \text{ cm})$.
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$.

-Sens x-x:

- Armatures supérieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

- Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

-Sens y-y:

- Armatures supérieures : $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

- Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Vérification à ELS :

Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS:

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{as}}{I} y$$

y : nouvelle position de l'axe neutre. I: moment d'inertie de la section.

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15(As + As') y - 15(As'd' + As d) = 0.$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15[As'(y - d')^2 + As(d - y)^2]$$

Tableau V.5 : Vérification à l'ELS.

Zone	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS
Appuis	x - x	9.63	0	5.50	3.84	7337.75	0.50	15	CV
	y - y	6.72	0	5.50	3.84	7337.75	0.50	15	CV
Travée	x - x	16.36	0	7.92	4.80	10669.2	0.47	15	CV
	y - y	11.42	0	7.92	4.80	10669.2	0.47	15	CV

Calcul de la flèche :

Condition de la flèche :

$$\checkmark \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_0}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Vérification :

$$\bullet \frac{h}{l} = \frac{16}{600} = 0,027 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{0,85 M_0}{20 \times M_0} = 0,025 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\bullet \frac{A_s}{b.d} = \frac{5,5}{100 \times 14} = 0,0040 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc LA vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage d'une dalle pleine :

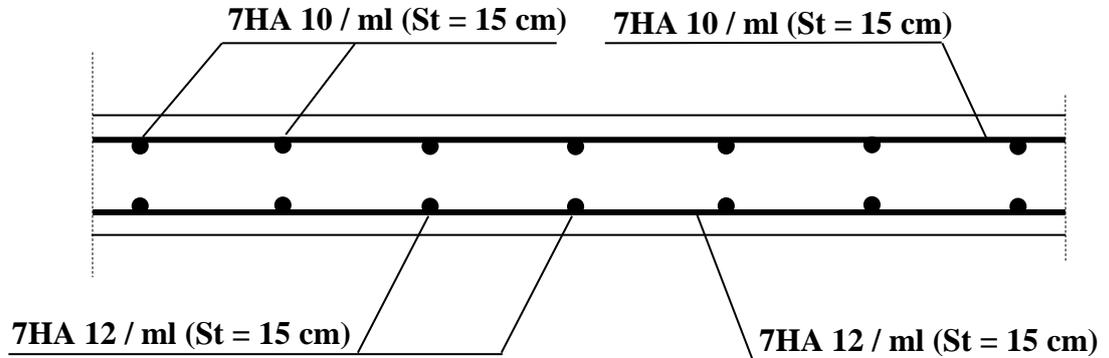


Figure V.6 : Schéma de ferrailage dans le sens (x-x)

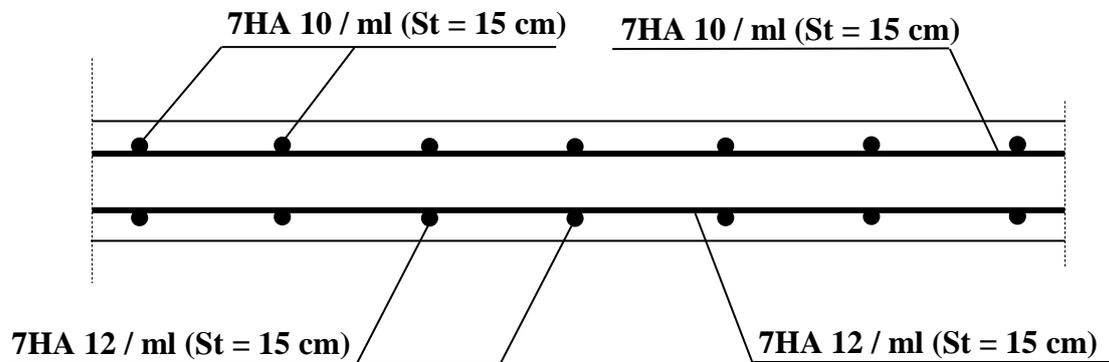


Figure V.7 : Schéma de ferrailage dans le sens (y-y)

V.5. Etude de la salle machine :

V.5.1. Introduction :

Notre structure est constituée de cages d'ascenseurs de caractéristiques : de vitesse d'entraînement $V = (1\text{ m/s})$, la surface de la cabine est de $5,035\text{ m}^2$ ($1,90 \times 2,65$) pouvant charger 6 personnes de $6,3\text{ kN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 6 tonnes.

IV.5.2 Calcul de la dalle pleine du local :

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

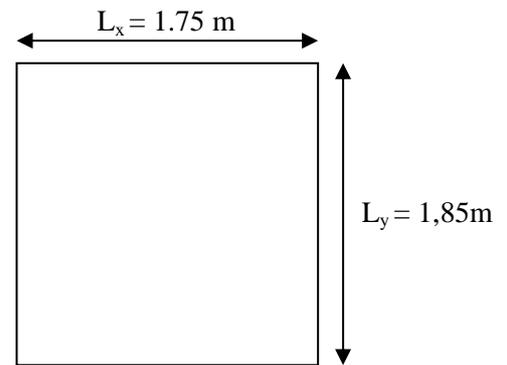
On définit : $\rho = l_x / l_y$

Avec $l_x < l_y$

Dimensionnement :

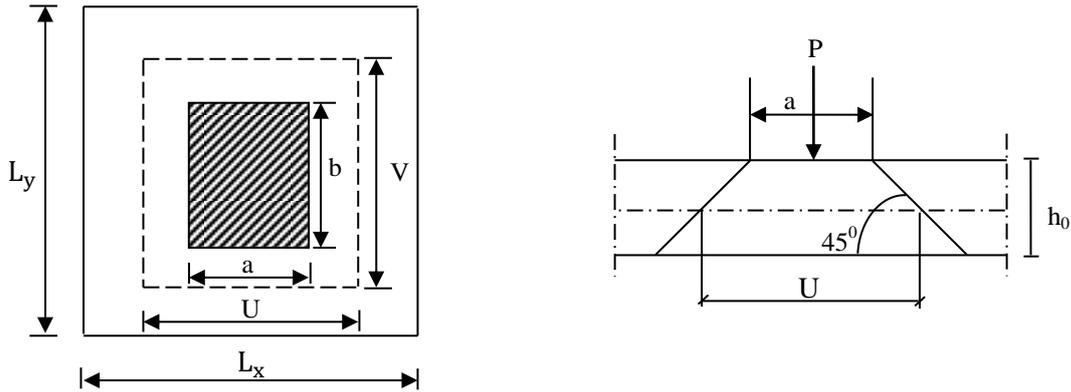
✓ Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{175}{30} = 5,83\text{ cm}$$



h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12 cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 20 cm.

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



Répartition de la charge localisée sur la dalle

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{1,85} = 0,95 : \quad 0,4 < \alpha < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle porte sur les deux sens.}$$

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2h = 100 + 20 + 2 \times 0 = 120 \text{ cm} \\ V = b_0 + h_0 + 2h = 100 + 20 + 2 \times 0 = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

- h_0 : hauteur de la dalle ($h_0 = 20 \text{ cm}$)
- $a_0 = b_0 = 100 \text{ cm}$ (côte de rectangle dans laquelle P est concentrée).
- $h = 0$ épaisseur de revêtement

Les moments M_{x1} , M_{y1} système de levage :

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

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

Avec :

- ν : coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $\left(\alpha ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y} \right)$ à partir des abaques de PIGEAUD

$$\alpha = 0,95$$

$$\frac{U}{L_x} = 0,68$$

$$\frac{V}{L_y} = 0,65$$

après interpolation : $M_1 = 0,039$ et $M_2 = 0,03475$

A l'ELU :

$$M_{x1} = q M_1 = 3,5685$$

$$M_{y1} = q M_2 = 3,1796$$

Avec :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 60 + 1,5 \times 1 = 91,5 \text{ KN / ml}$$

A l'ELS:

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s (\nu M_1 + M_2)$$

$$q_s = G + Q = 7 \text{ KN / m}^2$$

$$M_{x1} = 70 \times (0,039 + 0,2 \times 0,03475) = 3,2165 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 70 \times (0,2 \times 0,039 + 0,03475) = 2,9785 \text{ KN.m}$$

Les moments dus aux poids propre de la dalle M_{x2} , M_{y2} :

A l'ELU :

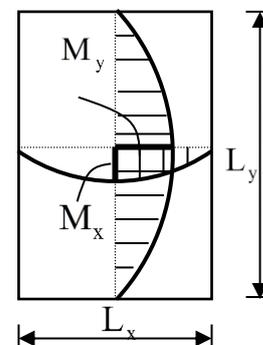
$\alpha = 0,95 > 0,4 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\alpha = 0,95 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,08875 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (25 \times 0,20) + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN / ml}$$



$$M_{x2} = 0,041 \times 8,25 \times 1,75^2 = 1.036 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,08875 \times 1,036 = 0,0919 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

$$q_s = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN / m}^2$$

$$\alpha = 0,95 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,9236 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0483 \times 6 \times 1,75^2 = 0,887 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,9236 \times 0,887 = 0,819 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2}$$

Comb	M_{x1} (t.m)	M_{y1} (t.m)	M_{x2} (t.m)	M_{y2} (t.m)	M_x (total)	M_y (total)
ELU	3.5685	3.1796	1.036	0,0919	4.6045	3.2715
ELS	3.2165	2.9785	0,887	0,819	4.1035	3.7975

Les moments dans les travées et les appuis :

Remarque:

Afin de tenir compte des semi encastremets de la dalle au niveau des pourtours, Les moments calculés seront minorés en leurs affectant le coefficient (0,5) en travée et (0,75) aux appuis.

✓ **En appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 10.6 = 3.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 2.036 = 0.8526 \text{ KN.m}$$

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 4.6045 = 9.01 \text{ KN.m}$$

Chapitre V : Etude des éléments secondaire

$$M_{ly} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 3.2715 = 1.7306 \text{ KN.m}$$

Zone	Sens	M_u (KN.m)	M_{se_r} (KN.m)
Aux appuis	x - x	$0,5 \times 4.6045 = 2.30225$	$0,5 \times 4.1035 = 3.05175$
	y - y	$0,5 \times 4.6045 = 2.30225$	$0,5 \times 4.1035 = 3.05175$
En travée	x - x	$0,75 \times 4.6045 = 3.453$	$0,75 \times 4.1035 = 5.4713$
	y - y	$0,75 \times 3.2715 = 2.4536$	$0,75 \times 3.7975 = 2.8481$

Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h = 15 \text{ cm}$ ($d_x = 13,5 \text{ cm}$ et $d_y = 13,5 \text{ cm}$).

✓ Sens x-x :

• Aux appuis :

$$M_a = 0.5 \times M_x = 2.30225 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.30225 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.0048338 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifié

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18(1 - 0.6 \times 0.0048338) = 17.95 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_{st}} = \frac{2.30225 \times 10^6}{179.5 \times 348} = 0.368 \text{ cm}^2$$

On va prendre : 7HA8 = 3.52 cm² avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau V.5 : Les moments en travée et en appuis.

Sens	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t calcul (cm ² /ml)	A_t adopte (cm ² /ml)	A_a calcul (cm ² /ml)	A_a adopte (cm ² /ml)	Esp (cm)
x - x	3.453	2.30225	0,75	7T10 = 5,50	0,95	7T8 = 3,52	15
y - y	2.453	2.30225	0,59	7T10 = 5,50	0,95	7T8 = 3,52	15

➤ **Ferraillage de la dalle pleine du local machine.**

➤ **Les vérifications :**

a) **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2} \quad \alpha = 0,95$$

Avec ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8\%$)

$$A_{\min} = 0,008 \times 100 \times 20 \times (3 - 0,95) / 2 = 1,64 \text{ cm}^2 < 5,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Aux appuis :** $A_{u_a} = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$
- **En travées :** $A_{u_t} = 5,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

1. Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :(charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h, 25 \text{ cm})$.
- Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$.

-Sens X – X :

- Armatures supérieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

-Sens Y – Y :

- Armatures supérieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

2. Condition de non poinçonnement :

$P \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature trasversale n'est nécessaire si cette formle est vérifiée).

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 (U + V) = 2 (1,20 + 1,20) = 4,8 \text{ m}$$

$$P = 60 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,8 \times 0,20 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 720 \text{ KN} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

3. Contrainte tangentielle :

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{60}{2 \times 1,20 + 1,20} = 16,66 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{60}{2 \times 1,20 + 1,20} = 16,66 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{bc}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} ; \text{ La fissuration peu nuisible donc :}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{16,66 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,092 \text{ Mpa} \longrightarrow \tau_u = 0,092 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Vérification de l'ELS :

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A_s') y - 15(A_s' d' + A_s d) = 0$$

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

Tableau V.6 : ferrailage de la dalle machine.

Zone	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	OBS
Appuis	xx	2,65	0	3,52	3,86	12473,89	0,82	15	CV
	yy	2,65	0	3,52	3,86	12473,89	0,82	15	CV
Travée	xx	3,98	0	5,50	4,68	18054,12	1,03	15	CV
	yy	3,41	0	5,50	4,68	18054,12	0,88	15	CV

Calcul de la flèche :

Condition de la flèche :

$$\checkmark \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_0}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Vérification :

- $\frac{h}{l_x} = 0,129 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{0,75 M_0}{20 \times M_0} = 0,0375 \dots\dots\dots (C.V)$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{5,5}{100 \times 18} = 0,00306 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$

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

Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :

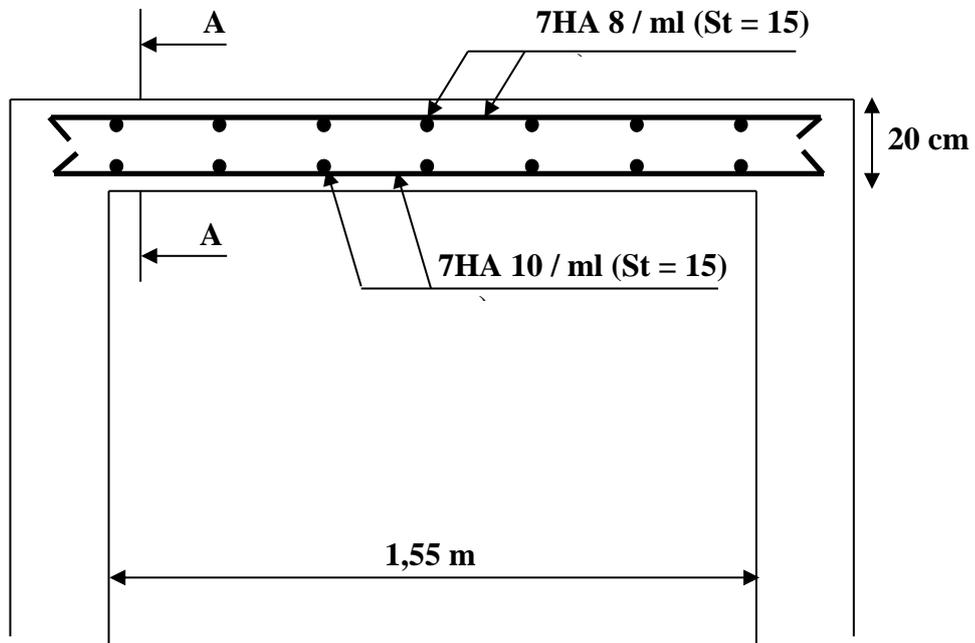


Figure V.8 : Plan de ferrailage dans le sens (x-x)

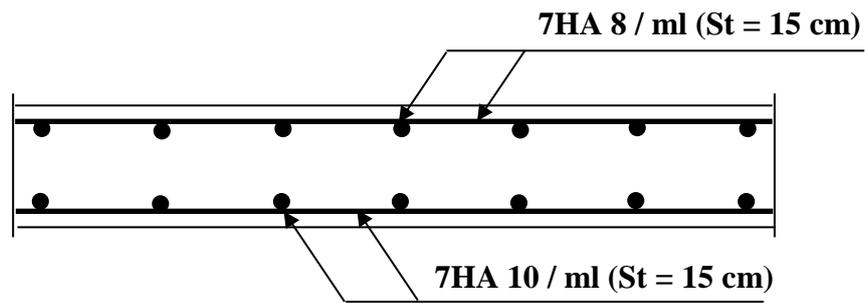


Figure V.9 : Coupe A-A (sens Y-Y)

Ferrailage des voiles :

6.0.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales.

Outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures horizontales ;
- ✓ Armatures transversales ;

6.0.2. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

❖ Etat limite ultime :

- ✓ Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$
- ✓ Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

❖ Etat limite de service : $G + Q$

6.0.3. Détermination des armatures :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
2. $N_{traction}^{max}, M_{corr}$
3. M_{max}, N_{corr}

VI.1.4. Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 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.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

VI.1.5. Armatures de couture :

Le long des zones de reprise de coulage, on doit prévoir des aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : (RPA99 ; Art.7.7.4.2)

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } \bar{V} = 1.4 V_u$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré. Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.1.6. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets de 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

D'après le RPA 99

$$\begin{aligned} A_H &\geq 0.15\% B && \text{globalement dans la section du voiles} \\ A_H &\geq 0.1\% B && \text{en zone courante.} \end{aligned}$$

D'après le BAEL $A_H = \frac{A_v}{4}$

Avec A_v : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15\% B\right)$$

VI.1.7. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

Et à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement doit être $\leq 15\text{cm}$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre 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 sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VI.1.8.les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

❖ Présentation de la méthode de calcul :

Les armatures verticales sont déterminées suivant l'étape de calcul définis ci-dessous :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables et cela en utilisant la formule classique de la RDM :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I} \quad \text{Avec} \quad V = \frac{L}{2}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

➤ On distingue 3 cas :

- ✓ 1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

✓ **2^{ème} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

✓ **3^{ème} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

Remarque :

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

❖ Dispositions constructives

Longueur de recouvrement

(RPA 99/Art7.7.4.3)

- ✓ 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.

VI.1.9. Vérifications

VI.1.9.1. Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $N_s = G + Q$ (Ns effort normal de service)

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

VI.1.9.2. Vérification des contraintes de cisaillement

✓ Selon le RPA 99

(RPA 99.Art 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

d : hauteur utile (d=0.9h)

h : hauteur totale de la section brute .

e : épaisseur du voile.

V: effort tranchant.

✓ Selon le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

❖ Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone I, L = 2.20 m; e =0.4 m)

✓ Détermination des sollicitations :

$$N = -2160.38 \text{ KN}$$

$$M = -1051.842 \text{ KN.m}$$

$$V = -276.97 \text{ KN}$$

$$B = L \times e = 0.88 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.35 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.1 \text{ m}$$

D'où

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = -0.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{Mv}{I} = 5.71 \text{ MPa}$$

⇒ La section est partiellement comprimé

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = 0.27$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times L_T \times e = 43.72 \text{ KN}$$

✓ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{43.72 \times 10}{400} = 1.093 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature minimale :**

- **Selon RPA :**

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003**

$$A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ver}} = \max(A_v; A_{\min}) = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = ((A_{\text{ver}} / L_t) / \text{face}) \times L = ((2.17 / 0.27) / 2) \times 2.2 = 8.84 \text{ cm}^2.$$

- **Zone d'about:** $(L/10) = 22 \text{ cm}$, Avec : $S_t = 10 \text{ cm}$
- **Zone courante :** $L - (L/10) = 198 \text{ cm}$ il a une seul zone d'about, Avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

On adopte comme ferrailage verticale

- dans la zone d'about 2HA14 par nappe
- dans la zone courante 13HA12 par nappe

✓ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 276.97 \times 10}{400} = 10.66 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avions pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

✓ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{20.54}{4} = 5.135 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA : } A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 40 \times 220 = 13.2 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 13.2 \text{ cm}^2$$

Soit 21HA10 = 16.6 cm² / nappe avec $S_h = 15 \text{ cm}$

✓ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4HA8

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA99 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 439.55 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 3.15} = 1.09 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ **condition vérifiée**

• Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{439.55 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 3.15} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **condition vérifiée**

➤ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2086.88 \times 10^{-3}}{0.20 \times 3.15 + (15 \times 26.11 \times 10^{-4})} = 3.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ **condition vérifiée**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments principale

les voiles	N KN	M KN m	L (m)	EP (m)	I m4	X m	S m2	σ_1 Mpa	σ_2 Mpa	Lt m	Ft KN	As néce cm2	As Max cm2	As Min cm2	As hor cm2	AS ado cm2	section	
																	vertical	horizontal
P1	2442.24	495.42	1.60	0.40	0.14	0.80	0.64	0.91	6.72	0.00	0.00	0.00	17.74	0.000	9.6	25.06	4HA14+6HA12	20HA10
	-417.08	168.48	1.60	0.40	0.14	0.80	0.64	-1.64	0.34	1.33	435.32	10.88		10.625	9.6			
	-26.88	742.69	1.60	0.40	0.14	0.80	0.64	-4.39	4.31	0.81	709.78	17.74		6.462	9.6			
P2	6478.62	8085.82	6.00	0.40	7.20	3.00	2.40	0.27	3.41	0.00	0.00	0.00	44.94	0.000	36	96.96	32HA12+8HA14	25HA12
	168.09	115.54	6.00	0.40	7.20	3.00	2.40	0.03	0.07	0.00	0.00	0.00		0.000	36			
	5215.82	23337.32	6.00	0.40	7.20	3.00	2.40	-3.04	6.00	2.96	1797.47	44.94		23.662	36			
P3	3259.53	126.07	2.20	0.40	0.35	1.10	0.88	3.31	4.09	0.00	0.00	0.00	8.21	0.000	13.2	33.28	2HA14+12HA12	20HA10
	116.36	564.05	2.20	0.40	0.35	1.10	0.88	-1.62	1.88	1.02	328.60	8.21		8.134	13.2			
	2160.38	1051.84	2.20	0.40	0.35	1.10	0.88	-0.80	5.71	0.27	43.72	1.09		2.173	13.2			
P4	5765.88	317.38	6.35	0.40	8.53	3.18	2.54	2.15	2.39	0.00	0.00	0.00	38.17	0.000	38.1	61.38	32HA10+4HA14	25HA10
	-747.76	1561.05	6.35	0.40	8.53	3.18	2.54	-0.88	0.29	4.78	837.40	20.94		38.277	38.1			
	3297.09	12465.39	6.35	0.40	8.53	3.18	2.54	-3.34	5.94	2.29	1526.77	38.17		18.290	38.1			
P5	2508.15	270.78	1.40	0.40	0.09	0.70	0.56	2.41	6.55	0.00	0.00	0.00	36.39	0.000	8.4	36.96	12HA14	20HA10
	-1455.61	227.58	1.40	0.40	0.09	0.70	0.56	-4.34	-0.86	1.40	1455.61	36.39		11.200	8.4			
	1599.52	790.62	1.40	0.40	0.09	0.70	0.56	-3.19	8.91	0.37	236.10	5.90		2.956	8.4			
P6	1784.14	1011.25	2.10	0.40	0.31	1.05	0.84	-1.32	5.56	0.40	105.68	2.64	3.88	3.213	12.6	34.92	4HA14+10HA12	20HA10
	-100.25	112.03	2.10	0.40	0.31	1.05	0.84	-0.50	0.26	1.38	137.99	3.45		11.031	12.6			
	1574.75	1022.89	2.10	0.40	0.31	1.05	0.84	-1.60	5.35	0.48	155.39	3.8847		3.874	12.6			
P7	2493.85	3460.56	1.60	0.40	0.14	0.80	0.64	-16.38	24.17	0.65	2117.16	0.00	5.80	5.170	9.6	25.06	4HA14+6HA12	20HA10
	66.81	282.06	1.60	0.40	0.14	0.80	0.64	-1.55	1.76	0.75	232.08	5.80		5.996	9.6			

Chapitre VI : Ferrailage des éléments principale

	1738.76	4501.84	1.60	0.40	0.14	0.80	0.64	-23.66	29.09	0.72	3395.87	0.00		5.741	9.6			
P8	2277.67	1045.87	2.00	0.40	0.27	1.00	0.80	-1.07	6.77	0.27	58.92	1.47	9.46	2.193	12	28.76	2HA14+10HA12	20HA10
	-248.27	317.29	2.00	0.40	0.27	1.00	0.80	-1.50	0.88	1.26	378.29	9.46		10.087	12			
	1978.86	1068.27	2.00	0.40	0.27	1.00	0.80	-1.53	6.48	0.38	117.24	2.93		3.060	12			
P9	2525.92	146.22	2.00	0.40	0.27	1.00	0.80	2.61	3.71	0.00	0.00	0.00	7.29	0.000	12	28.76	2HA14+10HA12	20HA10
	86.09	154.73	2.00	0.40	0.27	1.00	0.80	-0.47	0.69	0.81	76.99	1.92		6.516	12			
	2001.81	1406.72	2.00	0.40	0.27	1.00	0.80	-2.77	7.78	0.53	291.52	7.29		4.205	12			
P10	3642.50	524.98	1.40	0.40	0.09	0.70	0.56	2.49	10.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	8.4	38.62	3HA14+13HA12	20HA10
	-344.71	1395.89	1.40	0.40	0.09	0.70	0.56	-11.30	10.07	0.74	1672.92	0.00		5.923	8.4			
	2099.37	3186.34	1.40	0.40	0.09	0.70	0.56	-20.64	28.13	0.59	2444.94	0.00		4.739	8.4			
NOY1	11615.01	26483.17	15.60	0.40	126.55	7.80	6.24	0.23	3.49	0.00	0.00	0.00	2.63	0.000	93.6	204.84	77HA12+10HA14	25HA12
	143.39	1759.25	15.60	0.40	126.55	7.80	6.24	-0.09	0.13	6.15	105.06	2.63		49.176	93.6			
	10060.92	26879.95	15.60	0.40	126.55	7.80	6.24	-0.04	3.27	0.21	1.86	0.05		1.675	93.6			
NOY2	8286.20	1424.20	9.15	0.40	25.54	4.58	3.66	2.01	2.52	0.00	0.00	0.00	37.52	0.000	54.9	127.36	12HA14+40HA12	25HA12
	-1500.67	449.07	9.15	0.40	25.54	4.58	3.66	-0.49	-0.33	9.15	1500.67	37.52		73.200	54.9			
	4376.90	11009.43	9.15	0.40	25.54	4.58	3.66	-0.78	3.17	1.80	279.78	6.99		14.410	54.9			
A	-6706.7	-1215.839	6.55	0.40	9.37	3.28	2.62	2.13	2.98	0.00	0.00	0.00	26.82	0.000	39.3	104.76	30HA12+12HA14	25HA10
	595.87	2211.931	6.55	0.40	9.37	3.28	2.62	-1.00	0.55	4.24	848.29	21.21		33.920	39.3			
	-3455.01	10925.281	6.55	0.40	9.37	3.38	2.62	-2.50	5.14	2.14	1072.66	26.82		17.120	39.3			
B	-5941.49	-70.342	3.35	0.40	1.25	1.68	1.34	4.34	4.54	0.00	0.00	0.00	63.29	0.000	20.1	67.76	22HA14	20HA10

Chapitre VI : Ferrailage des éléments principale

	2531.62	-34.452	3.35	0.40	1.25	1.68	1.34	-1.94	1.84	3.35	2531.62	63.29		26.800	20.1			
	-1595.68	-2530.209	3.35	0.40	1.25	1.68	1.34	-2.19	4.57	1.09	475.55	11.89		8.720	20.1			
C	-5707.79	40.665	5.70	0.40	6.17	2.85	2.28	2.48	2.52	0.00	0.00	0.00	31.51	0.000	34.2	92.44	30HA12+8HA14	25HA10
	1255.99	1343.925	5.70	0.40	6.17	2.85	2.28	-1.17	0.00	5.38	1260.44	31.51		43.040	34.2			
	-2591.35	-6521.142	5.70	0.40	6.17	2.85	2.28	-1.87	4.15	1.77	664.98	16.62		14.160	34.2			
D	-1909.18	-320.694	1.20	0.40	0.06	0.60	0.48	0.64	7.32	0.00	0.00	0.00	17.48	0.000	7.2	24.64	8HA14	20HA10
	698.44	149.29	1.20	0.40	0.06	0.60	0.48	-3.01	0.10	1.16	699.21	17.48		9.280	7.2			
	-1772.32	-321.988	1.20	0.40	0.06	0.60	0.48	0.34	7.05	0.00	0.00	0.00		0.000	7.2			
E	-2509.06	-211.847	2.20	0.40	0.35	1.10	0.88	2.19	3.51	0.00	0.00	0.00	23.51	0.000	13.2	33.28	2HA14+12HA12	20HA10
	940.39	169.768	2.20	0.40	0.35	1.10	0.88	-1.59	0.54	2.20	940.39	23.51		17.600	13.2			
	-1332.62	-1148.952	2.20	0.40	0.35	1.10	0.88	-2.05	5.08	0.63	258.75	6.47		5.040	13.2			
F	1903.53	439.751	2.20	0.40	0.35	1.10	0.88	0.78	3.55	0.00	0.00	0.00	9.34	0.000	13.2	33.28	2HA14+12HA12	20HA10
	-262.71	205.496	2.20	0.40	0.35	1.10	0.88	-0.94	0.35	1.61	303.80	7.53		12.868	13.2			
	1460.49	1416.753	2.20	0.40	0.35	1.10	0.88	-2.79	6.11	0.69	373.73	9.3400		5.520	13.2			
G	-5523.64	-1075.499	4.75	0.40	3.57	2.38	1.90	3.62	2.19	0.00	0.00	0.00	48.69	0.000	28.5	79.9	12HA14+19HA12	20HA10
	1947.6	224.577	4.75	0.40	3.57	2.38	1.90	-1.17	-0.88	4.75	1947.60	48.69		38.000	28.5			
	-2351.09	-8111.501	4.75	0.40	3.57	2.38	1.90	4.16	-6.63	0.00	0.00	0.00		0.000	28.5			
p11	-2625.53	-1011.574	1.25	0.40	0.07	0.63	0.50	-4.46	14.96	0.29	256.05	6.40	16.98	2.320	7.5	24.64	8HA14	20HA10
	31.7	552.599	1.25	0.40	0.07	0.63	0.50	-5.37	5.24	0.63	679.06	16.98		5.040	7.5			
	-2625.53	-1011.574	1.25	0.40	0.07	0.63	0.50	-4.46	14.96	0.29	256.05	6.40		2.320	7.5			

LES VOILES	Av	St(cm)	Ah	St(cm)
P1	25.06	15	31.6	15
P2	96.96	15	39.5	12.5
P3	33.28	15	31.6	15
P4	61.38	15	39.5	12.5
P5	36.96	15	31.6	15
P6	34.92	15	31.6	15
P7	25.06	15	31.6	15
P8 et P9	28.76	15	31.6	15
P10	38.62	15	31.6	15
P11	24.64	15	31.6	15
A	104.7 6	15	39.5	12.5
B	67.76	15	31.6	15
C	92.44	15	39.5	12.5
D	24.64	15	31.6	15
E	33.28	15	31.6	15
F	33.28	15	31.6	15
G	79.9	15	31.6	15

VI.2 FERRAILAGE DES POUTRES :

VI.2.1 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. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003**.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'**ETABS**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA** et le **BAEL 91** :

❖ Etat limite ultime :

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

❖ Etat limite de service :

$G + Q$

VI.2.2 Recommandation du **RPA 99(V2003)** :

VI.2.2.1 Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40ϕ : En zone I et IIa.
 - 50ϕ : En zone IIb et III.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

VI.2.2.2 Armatures transversales

- ✓ La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum est de $(h/4, 12\phi)$;

- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

❖ **Exemple de calcul**

On va prendre comme exemple de calcul les poutres principal du RDC jusqu'au dernier étage.

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales :

VI.2.3.1 Ferrailage en travée

$\theta = 1 ; \quad \gamma_b=1,5 ; \quad \gamma_s=1,15$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$M_{u \max} = 194,7602 \text{ KN.m}$

- *calcul le moment réduit :*

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{194760.2}{1000 \times 360^2 \times 25} = 0.00006 \quad \mu_u < \mu_1 = 0.371$$

Pas d'armatures comprimé $A_s=0$

On utilise la méthode simplifié

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 360(1 - 0.6 \times 0.00006) = 359.98 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{194,7602 \times 10^6}{359.98 \times 347.83} = 15.55 \text{ cm}^2$$

VI.2.3.2 Ferrailage au niveau des appuis

$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b=1,15 ; \quad \gamma_s=1$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 21.74 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$M_{u \max} = -262,6213 \text{ KN.m}$

calcul le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{-2626213}{1000 \times 360^2 \times 21.74} = 0.000932 \quad \mu_u < \mu_1 = 0.371$$

Pas d'armatures comprimé $A_s=0$

On utilise la méthode simplifié

$$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 360(1 - 0.6 \times 0.000932) = 359.79 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{262,6213 \times 10^6}{359.79 \times 400} = 18.25 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité (BAEL91)**

✓ Poutre principale : $A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.06 \text{ cm}$

❖ **Pourcentage exigé par RPA99/v.2003**

✓ **Poutres principales :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 60 \times 40 = 12 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 60 \times 40 = 96 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 60 \times 40 = 144 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

VI.2.4 Ferrailage longitudinal des poutres :

Le ferrailage des poutres est résumé dans les tableaux suivants :

❖ **Ferrailage des poutres 60 x 40**

Ferrailage sur les appuis de 6HA16 + 6HA14 = 21.3 cm²

Ferrailage en travée est de 12HA14 = 18.48 cm²

VI.2.5. Calcul des armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et compression dans le béton, ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

➤ **Selon le BAEL91 :**

- La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4 \cdot b \cdot S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; **S_t ≤ min (0,9d ; 40 cm)**

Donc :

On adopte les espacements suivants : $S_t = 15\text{cm}$.

Donc : $A_t \geq 0,4 \times 60 \times 15 / 400 \longrightarrow A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2$

• **Diamètre des armatures d'âme :**

✓ Pour les poutres 60x40

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L \right\} = \min \{ 60\text{mm}; 11.42\text{mm} ; 16\text{mm} \}$$

On adopte : $\phi_t = 8\text{mm}$. (cadre + étrier) soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

a. Selon le RPA99/version 2003 :

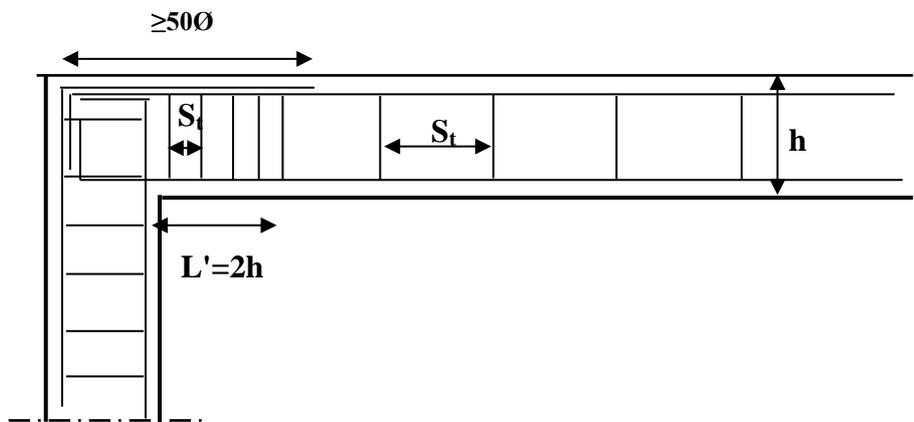


Figure (VI.1) : schéma représentative d'une poutre

• **L'espacement maximal (poutre secondaire (60x40)) :**

✓ **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est: $L'=2h=2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = \min (40/4, 12 \phi_L, 30) = 10\text{cm} \implies S_t = 10\text{cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 20\text{cm} \implies S_t = 15 \text{ cm}$$

• **L'espacement maximal :**

✓ En zone nodale : **$S_t = 10\text{cm}$**

✓ En zone courante : **$S_t = 15\text{cm}$**

Donc: $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 2.7 \text{ cm}^2 \geq 0.45 \text{ cm}^2$

❖ **Conclusion:**

$$S_t \text{ Adopter} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}).$$

- En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

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

Le choix des barres est le suivant : **4HA8..... $A_t=2.01\text{cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ »

Remarque :

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

VI.2.5 Vérification :

VI.2.5.1. Contraint de compression dans le béton :

Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Potion de l'axe neutre : } by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

$$60y^2 + 30(21.3)y - 30(36 \times 21.3) = 0$$

$$60y^2 + 639y - 23004 = 0 \rightarrow y = 14.97\text{cm}$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

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

$$Y=14.97\text{cm}$$

$$I = \frac{60 \times 14.97^3}{3} + 15 \times 21.3(36 - 14.97)^2 = 208398,154 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{44.4062 \times 10^6}{208398.154 \times 10^4} = 0.0213 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.0213 \times 149.7 = 3.19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Résumé des résultat :

✓ **Poutres (60x40) :**

Tableau (VI.1) : Tableau de vérification de la poutre principale à l'ELS

Les Poutres	Zone de vérification	As (cm ²)	Y (cm ²)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
PP (60x40)	Sur appuis	21.3	14.97	208398,154	44.4062	3.19	15	CV
	En travée	18.84	14.19	57198,92	16,0181	1.2	15	CV

VI.2.5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A 5.11)

Fissuration très préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

Tableau (VI.2) : Tableau de vérification de la contrainte de cisaillement

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	observation
Poutre 60x40	60x40	-174,586	0.81	3.33	CV

Donc pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ce qui implique que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.2.5.3. Influence de l'effort tranchant (BAEL91 art 7-6-3) :

✓ **Vérification de la compression du béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4.a.b.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = v \implies V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28}$

Avec : $a = \min \left\{ \grave{a} ; 0.9d \right\}$

$\grave{a} = b-c'-2 = 55 \text{ cm}$ donc **a=32.4cm**

✓ b: Largeur de la poutre.

✓ à : Longueur d'appui

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ C' = 3\text{cm} \end{array} \right.$

Tableau (VI.3) : Tableau de vérification de la compression du béton

Poutre	section	V _U (KN)	V (KN)	observation
	60x40	174.586	1297.620	CV

✓ Vérifications de l'adhérence des barres : (Art 6.1.3 / BAEL91) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement = 1,5 (acier de haute adhérence).

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

$\sum U_i$: La somme des périmètres utiles des barres.

N : la somme des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 1,6 + 6 \times \pi \times 1,4 = 56,536 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \frac{174,586 \times 10^3}{0,9 \times 360 \times 56,536} = 0,953 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,953 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Tableau (VI.4) : Tableau de vérification de l'adhérence des barres

Poutre	section	V _U (KN)	$\sum u_i$ (cm)	τ_{se} (Mpa)	$\bar{\tau}_{su}$	Obs
	60x40	174.586	56.536	0.953	3.15	CV

VI.2.5.4. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$ 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis. (L = 4.3m)

M_t : moment maximum en travée. ($M_t = 77,8292 \text{KN.m}$)

M_0 : moment isostatique. ($M_a = 44.4062 \text{KN.m}$)

A_s : section d'armature tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

❖ **Poutre (60x40) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.093 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser,travée}}}{10 M_{0,\text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.093 > 0.0851) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0098 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.2.6 Schéma de ferrailage :

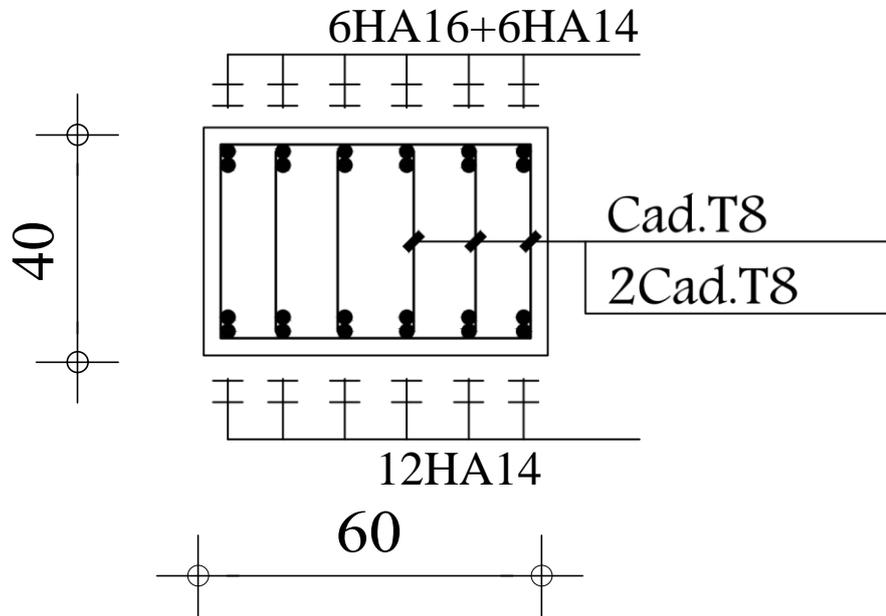


Figure (VI.2) : schéma de Ferrailage des poutres

VII. Etudes d'infrastructure :

VII.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

VII.2 Etude géotechnique :

✓ **Reconnaissance :**

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Ainsi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie du sol.

✓ **Présentation du site :**

- Le terrain qui fait l'objet de cette étude est situé à : « *ain el benien* »
- Le terrain est réservé à la construction est un sol meuble.

✓ **Reconnaissance géotechnique du sol :**

Pour mener à terme cette étude, on doit faire deux compagnes de reconnaissance, l'une in situ et l'autre à laboratoire.

VII.2.1 Essai in situ :

Les essais in situ sont des investigations exécutées en milieu naturel sur les emplacements où les travaux sont prévus.

a) Sondages carottés :

Les sondages carottés sont des puits profonds qui permet de :

- Connaître les différentes couches qui constituent notre site.
- Prélever des échantillons, afin de les soumettre aux essais de laboratoire.

Trois sondages carottés ont été exécutés dans le but de connaître la nature des formations géologiques du terrain, et de prélever des échantillons pour des analyses au laboratoire, Les sondages montrent que le sol est constitué de différentes couches

b) essai de pénétration dynamique :

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol une sonde de tige lisse muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un montant tombant en chute libre d'une hauteur donnée, il permet de mesurer la résistance à l'enfoncement en fonction de la profondeur.

Cet essai fournit la résistance dynamique de pointe du sol (R_d) donné conventionnellement par la formule :

$$R_d = \frac{N}{L} \times \frac{M^2 \cdot H}{M' + M} \times \frac{1}{A}$$

- M : masse du mouton en kg.
- N : nombre de coups nécessaires pour un enfoncement.
- L : enfoncement de référence = 20cm.
- M' : masse des tiges en kg.
- A : section droite de la pointe (m^2).
- H : hauteur de chute (cm).

En générale, les résultats sont présentés sous forme graphique tel que la profondeur est positionnée en ordonnée et la résistance dynamique (R_d) de pointe en abscisses.

A partir de ces courbes obtenues, il est possible de déterminer la position de la couche résistante, ainsi que la contrainte admissible du sol.

On déduit la contrainte admissible du sol à partir de la formule suivante :

$$\sigma_{sol} = \frac{R_d}{X}$$

X:coefficient réducteur dépendant de la nature du sol et de l'appareillage utilisé.

VII.2.2 Essai au laboratoire :

En utilisant les échantillons déjà prélevés, on détermine les caractéristiques physiques et mécaniques par des analyses au laboratoire.

a) Essais physiques :

À partir de ces essais on a déduit les différentes caractéristiques des couches de sol, par exemple pour la couche d'argile on a :

- La densité sèche

- La densité humide
- Les teneurs en eaux
- le degré de saturation

b) Essais mécaniques :

1) Compressibilité à l'odomètre :

L'objet de cet essai est la détermination des paramètres de la consolidation d'éprouvettes saturées de sols intacts, soumises à des charges verticales uniforme, drainées sur les deux face et maintenues latéralement par une paroi rigide.

2) Résistance au cisaillement :

L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande consiste à cisailer un échantillon de sol suivant un plan imposé horizontal, sur lequel on exerce une contrainte normale et une contrainte tangentielle déterminées.

VII.2.3 Caractéristiques du sol :

Après la réalisation des différents essais, on constate que le sol est meuble

Les caractéristiques de sol :

- La nature de sol : c'est un sol meuble.
- Profondeur d'ancrage est de 9.52m
- La contrainte admissible de sol 2.5 bars ($\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 25 \text{ t/m}^2 = 250 \text{ KN/m}^2$).

VI.2.3. Etude des fondations :

VI.2.3.1. Définition :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure, destinés à transmettre les efforts induits par la superstructure au sol soit directement, cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers, soit par l'intermédiaire d'autres organes cas des semelles sur pieux ou puits.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

VI.2.3.2. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charge qu'ils support sur le sol ou dans le sol suivant l'importance de charge et la résistance du terrain

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général)

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.2.3.3. Différents types des fondations :

Il existe quatre catégories de fondations :

- ✓ **les fondations superficielles :** lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau semelles filantes sous mur radier).
- ✓ **les fondations profondes:** lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puits, pieux).
- ✓ **les fondations spéciales :** on site les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers ciments, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.
- ✓ **les fondations surfacique ou radier :**

Il existe quatre (04) types de radiers :

- 1) Le radier dalle pleine (le plus courant).
- 2) Le radier nervuré.
- 3) Le radier champignon sous poteau.
- 4) Le radier voûte.

VII.2.3.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale du bâtiment.
 - Solution économique et facile à réaliser.
 - Type de construction.
 - Caractéristique du sol.
 - Charge apportée par structure.
- ❖ En ce qui concerne pour notre ouvrage, deux cas peuvent se présenter :
- ✓ Semelles filantes.
 - ✓ Radier général.

VII.2.3.5. Calcul des fondations :

VII.2.3.6. Semelles filantes :

a) Vérification de la stabilité au renversement : (RPA99 – Art 10-1-5)

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques restent à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} .$$

On fera la vérification pour le voile P2.

$$M = 23337.32 \text{ KN.m}$$

$$N = 5215.82 \text{ KN}$$

$$B = 8.8 \text{ m.}$$

$$e = \frac{23337.32}{5215.82} = 4.47 \leq \frac{8.8}{4} = 2.2$$

Donc; la solution des semelles filantes est à écarter.

La surface de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = 82317.81 \text{ kN}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} \geq \frac{82317.81}{250} = 329.27 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{\text{bloc}} = 360 \text{ m}^2$$

La surface de radier est inférieure à la surface de bloc donc on adopte un radier générale sur tout la surface de bloc plus un débord de 1 m sur la périphérique pour intégrer le voile périphérique :

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bloc}} + S_{\text{débor}} = 400.1 \text{ m}^2$$

VII.2.3.7. Calcul d'un radier général :

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.

VII.2.3.7.1. L'épaisseur du radier :

L'épaisseur de radier doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} < h_r < \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 6.15$ m c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $76.875 \text{ cm} < h_r < 123 \text{ cm}$

❖ **condition de rigidité :**

$$L_e \geq 2L_{\max} / \pi$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux files parallèles

L_e : longueur élastique (hauteur du libage), avec : $L_e = \sqrt[4]{4EI / Kb}$

E : module d'élasticité ($E = 32164.2$ MPA)

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol ($K=40\text{MN/m}^3 = 40000 \text{ KN/m}^3$)..... (Sol de densité moyenne)

b : largeur du radier (bande de 1m)

$$L_e^4 = 4EI / K b, \quad \text{avec : } I = b h^3 / 12$$

D'où :
$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 6.15$ m, $E = 32164.195$ MPA, $K = 40000 \text{ KN/m}^3$,

$h_r \geq 0.957$ m

❖ **Condition de cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{112055.886}{400.1} = 280.07 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{280.07 \times 6.15}{2} = 861.21 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{861.21 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 2.5} = 38.27 \text{ cm.}$$

❖ **Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

$$N_{u,\text{voil}} = 6397.79 \text{ kN Effort normal ultime de voile le plus sollicité}$$

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.4 + 8.8 + 2h) = (18.4 + 4h) \text{ m}$$

$$\text{On obtient : } 3h^2 + 13.8h - 6397.79 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 43.94 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$$\mathbf{h = 100 \text{ cm.}}$$

Dans notre cas, on adoptera un radier général.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux.

VII.2.3.7.2. Détermination des efforts :

Détermination des charges et des surcharges :

✓ **Superstructure :**

$$\mathbf{G = 76138,86 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{Q = 6178,95 \text{ KN}}$$

✓ **Infrastructure :**

▪ **Poids de voile périphérique :**

D'épaisseur 20 cm sur une longueur de 40.4 m avec une hauteur de $h = 9.52$ m.

$$G_{VP} = e \times h \times l \times 25 \quad \longrightarrow \quad G_{VP} = 0,20 \times 9,52 \times 40,4 \times 25 = 1923,04 \text{ KN}$$

$G_{VP} = 1923,04 \text{ KN}$

▪ **Poids du radier :**

$G_{rad} = G$ (dalle)

$$G_{rad} = (S_{rad} \times h \times 25) = 10002,5$$

$$G_{rad} = 10002,5 \text{ KN}$$

$G_{infrastructure} = 11925,54 \text{ KN}$

G(KN)	Q (KN)	$N_U = 1.35G + 1.5 Q$	$N_s = G + Q$
88064.4	6178.95	128155.365	94243.35

VII.2.3.7.3. Caractéristiques géométriques du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 7.66$$

$$Y_G = 12.95m$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

$$X_{sup} = 8.125m$$

$$Y_{sup} = 12.5m$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |8.125 - 7.66| = 0.465 \text{ m}$$

$$e_y = |12.5 - 12.95| = 0.45 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie de radier se calcul comme suit :

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = \frac{22.5 \times 18.08^3}{12} = 11081.45 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = \frac{18.08 \times 22.5^3}{12} = 17161.875 \text{ m}^4$$

VII.2.3.7.4. Vérification de radier :

VII.2.3.7.5. Vérification de la surface de radier :

A l'ELU : $S_{\text{radier}} = 400.1 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 385.43 \text{ m}^2 \text{cv}$

A l'ELS : $S_{\text{radier}} = 400.1 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 376.97 \text{ m}^2 \text{cv}$

Évaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5 \sigma_{\text{adm}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

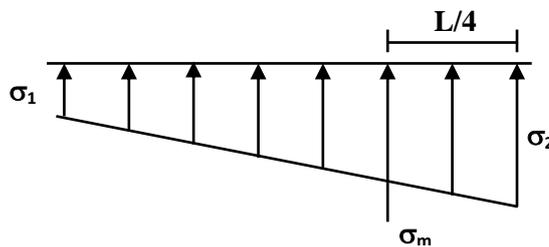


Diagramme des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	82317.81	82317.81	112055.886	112055.886
M (KN.m)	38277.78	37043.0145	52105.99	50425.15
e (m)	0.465	0.45	0.465	0.45
V(m)	8.125	12,5	8.125	12,5
I (m⁴)	11081.45	17161.875	11081.45	17161.875
σ_1(KN / m²)	205,7430892	205,7430892	130,2324169	126,0313672
σ_2(KN / m²)	28,0655476	26,9805998	38,20449208	36,72759387
σ_{moy}(MPa)	233,8086368	232,723689	168,436909	162,758961
σ_{adm}(MPa)	375	375	375	375
La condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau VII-1 : Vérification des contraintes.

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{bat} + W_{radier} + G_{voil\ peri} = 77374,65 + \mathbf{11925.54} = 89300.19\text{kN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement pris égale à 1.5

γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure (Z = 1 + 9.52 = 10.52 m)

S : surface de radier = 400.1 m²

$$\text{D'où : } W = 89300.19 > 1.5 \times 10 \times 10.52 \times 400.1 = 63135.78 \text{ kN}$$

⇒ *Condition vérifiée*

VII.2.3.7.6. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec:

Sens x-x

$$M_{rx} = \Sigma M_{0x} + V_{0x}h$$

$$M_{sx} = W \cdot x$$

Sens y-y

$$M_{ry} = \Sigma M_{0y} + V_{0y}h$$

$$M_{sy} = W \cdot y$$

M_0 : Moment à la base de la structure

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

Avec : $W = 77374,65$

✓ **Sens x-x**

$$\Sigma M_{0x} = 8677,44 \text{ KN.m}$$

$$V_{0x} = -43981,09 \text{ KN}$$

$$h = 9.52$$

$$M_{rx} = 427377.42 \text{ KN.m}$$

$$x = 18.08 - x_g = 10.42 \text{ m}$$

$$M_{sx} = 806243.853 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1.88 > 1.5 \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Sens y-y**

$$\Sigma M_{0y} = -11751,619 \text{ KN.m}$$

$$V_{0y} = 26892,15 \text{ KN}$$

$$h = 9.52 \text{ m}$$

$$M_{ry} = 267764.887 \text{ KN.m}$$

$$Y = 22.5 - y_g = 9.55 \text{ m}$$

$$M_{sy} = 738927.91 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 2.7 > 1.5 \dots \dots CV$$

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

VII.2.3.8. Calcul des armatures :

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

VII.2.3.9. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : *Le petit portée de panneau*

L_y : *La grande portée de panneau*

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 6.15 \text{ m}$$

$$L_y = 6 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{6.15} = 0.97 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Après interpolation on trouve :

$$\checkmark \text{ à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

❖ si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

$$\bullet \text{ Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y \end{cases}$$

$$\bullet \text{ Moment sur appuis : } \begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times M_x \\ M_{ay} = 0.5 \times M_x \end{cases}$$

❖ si le panneau considéré est un panneau de rive

$$\bullet \text{ Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y \end{cases}$$

$$\bullet \text{ Moment sur appuis : } \begin{cases} M_x = 0.3 \times M_x \\ M_{ay} = 0.3 \times M_x \end{cases}$$

VII.2.3.10. Evaluation des Charges et Surcharges :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{128155.365}{400.1} = 320.31 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{94243.35}{400.1} = 235.55 \text{ kN/m}^2$$

✓ **A l'ELU :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0392 \times 320.31 \times 6.15^2 = 474.9 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.9322 \times 474.9 = 442.71 \text{ kN.m}$$

✓ **A l'ELS :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0465 \times 235.55 \times 6.15^2 = 414.27 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.9543 \times 414.27 = 395.34 \text{ kN.m}$$

❖ les moments en travée et en appuis sont :

• **Sens X-X :**

✓ **A l'ELU :**

En travée : $M_{tx} = 0.85M_x = 403.665 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_{ax} = -0.3M_x = -142.47 \text{ kN.m}$

✓ **A l'ELS :**

En travée : $M_{tx} = 0.85M_x = 352.13 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_{ax} = -0.3M_x = -124.28 \text{ kN.m}$

• **Sens Y-Y :**

✓ **A l'ELU :**

En travée : $M_{ty} = 0.85M_y = 376.3 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_{ay} = -0.3M_y = -132.816 \text{ kN.m}$

✓ **A l'ELS :**

En travée : $M_{ty} = 0.85M_y = 336.04 \text{ N.m}$

En appuis : $M_{ay} = -0.3M_y = -118.6 \text{ kN.m}$

VII.6.3 Ferrailage du radier :

❖ **A ELU :**

• **Sens xx :**

✓ **Aux appuis :**

$M_a = 142.47 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{142.47 \times 10^3}{100 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.0124 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifié

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 90(1 - 0.6 \times 0.0124) = 89.33 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_{st}} = \frac{142.47 \times 10^6}{893.3 \times 348} = 4.58 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée :**

$M_t = 403.665 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{403.665 \times 10^3}{100 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.0352 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifié

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 90(1 - 0.6 \times 0.072) = 88.1 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Zx\sigma_{st}} = \frac{403.665 \times 10^6}{881 \times 348} = 13.16 \text{ cm}^2$$

- **Sens yy :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 132.816 \text{ KN}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{132.816 \times 10^3}{100 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.006 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifié

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 90(1 - 0.6 \times 0.006) = 89.415 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_{st}} = \frac{132.816 \times 10^6}{894.15 \times 348} = 4.27 \text{ cm}^2$$

- ✓ **En travée :**

$$M_t = 376.3 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{376.3 \times 10^3}{100 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.0328 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifié

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 90(1 - 0.6 \times 0.018) = 88.230 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Zx\sigma_{st}} = \frac{376.3 \times 10^6}{882.30 \times 348} = 12.256 \text{ cm}^2$$

- ❖ **A ELS :**

- **Sens xx :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 124.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{124.28 \times 10^3}{100 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.0108 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifié

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 90(1 - 0.6 \times 0.0108) = 89.415 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_{st}} = \frac{124.28 \times 10^6}{894.15 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2$$

- ✓ **En travée :**

$M_t=352,13 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{352,13 \times 10^3}{100 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.0307 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifié

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 90(1 - 0.6 \times 0.0307) = 88.343 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Zx\sigma_{st}} = \frac{352,13 \times 10^6}{883.43 \times 348} = 11.545 \text{ cm}^2$$

• Sens yy :

✓ Aux appuis :

$M_a=118,6 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{118,6 \times 10^3}{100 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.008 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifié

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 90(1 - 0.6 \times 0.008) = 88.9 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_{st}} = \frac{118,6 \times 10^6}{889 \times 348} = 3.81 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$M_t= 336,04 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{336,04 \times 10^3}{100 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.023 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifié

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 90(1 - 0.6 \times 0.023) = 89.8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_{st}} = \frac{336,04 \times 10^6}{89.8 \times 348} = 10,921 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal :

• Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 10.87 \text{ cm}^2$

❖ Section minimale :

$$\checkmark \text{ Sens x-x } A_{ymin} = \begin{cases} 6 h_0 : feE500. \\ 8 h_0 : feE400. \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en exprimant } h_0 \text{ en mètre}).$$

$$\checkmark \text{ Sens y-y } \quad A_{xmin} = \frac{3-\rho}{2} A_{ymin}.$$

❖ Espacement maximal :

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \implies S_{tx} = 15 \text{ cm}$$

Tableau (VII.2) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de radier

ELU	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u(KN.m)	403,665	142,47	376,3	132,816
A_s (cm²/ml)	13,166	4,583	12,256	4,270
A_{s min} (cm²/ml)	10.87	10.87	10.87	10.87
Choix des Ø	7HA20	7HA16	7HA20	7HA16
A_{s adopté}	21.99	14.07	21.99	14.07
S_t (cm)	15	15	15	15

Tableau (VII.3: Tableau récapitulatif de calcul des armatures de radier

ELS	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_{ser}(KN.m)	352,13	124,28	336,04	118,6
A_s (cm²/ml)	11,454	3,994	10,921	3,810
A_{s min} (cm²/ml)	10.87	10.87	10.87	10.87
Choix des Ø	7HA16	7HA16	7HA16	7HA16
A_{s adopté}	14.07	14.07	14.07	14.07
S_t (cm)	15	15	15	15

Remarque : On adopte le ferrailage d'ELU.

VII.2.3.11. Vérifications des contraintes :

On a:

$$\sigma_{bc} = y \cdot k \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } by^2 + 30(A_s + \acute{A}_s)y - 30(dA_s - \acute{d}\acute{A}'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + \acute{A}'_s(y - \acute{d})^2]$$

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

✓ **Dans l'acier :** On doit vérifier que : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$.

Tableau (VII.4) : Tableau de vérification de la contrainte

<i>Sens</i>	<i>zone</i>	M_{ser}	A_s cm^2	$Y(cm)$	$I(Cm^2)$	k	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	<i>obs</i>
X-X	<i>Travé</i>	352,13	14.07	17.49	1287977.33	0.027	4.78	15	297.34	201.6	CNV
	<i>Apuis</i>	124,28	14.07	17.49	1287977.33	0.010	1.69	15	104.94	201.6	Cv
Y-Y	<i>Travé</i>	336,04	14.07	17.49	1287977.33	0.026	4.56	15	283.76	201.6	CNV
	<i>apuis</i>	118,6	14.07	17.49	1287977.33	0.009	1.61	15	100.15	201.6	cv

Remarque :

Dans ce cas on doit augmenter la section d'armature dans les travées dans les deux sens par 7HA20 A_s adopté = 21.99cm²

Tableau (VII.5) : Tableau de vérification à l'ELS

<i>Sens</i>	<i>zone</i>	M_{ser}	A_s cm^2	$Y(cm)$	$I(Cm^2)$	k	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	<i>obs</i>
X-X	<i>Travé</i>	352,13	21.99	21.29	1878909.42	0.019	4.78	15	193.16	201.6	CV
	<i>Apuis</i>	124,28	14.07	17.49	1287977.33	0.010	1.69	15	104.94	201.6	Cv
Y-Y	<i>Travé</i>	336,04	21.99	21.29	1878909.42	0.018	4.56	15	184.33	201.6	CV
	<i>apuis</i>	118,6	14.07	17.49	1287977.33	0.009	1.61	15	100.15	201.6	cv

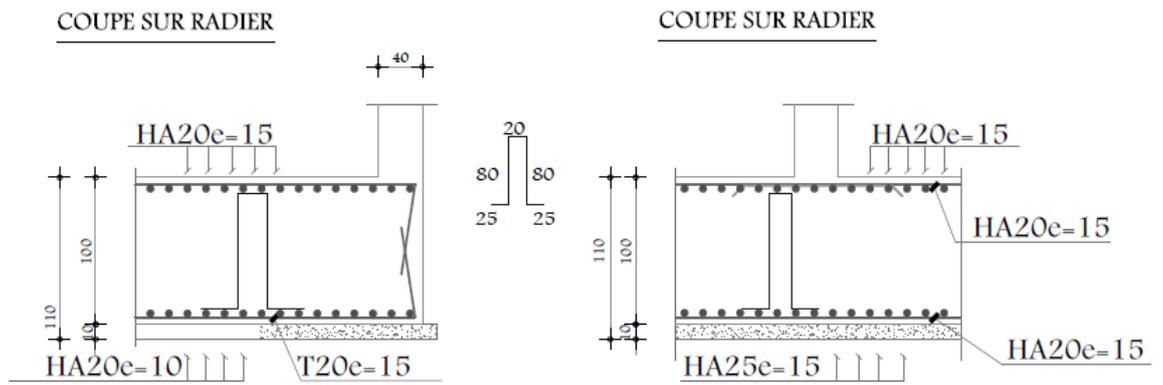


Figure VII.1 : Schéma de ferrailage du radier.

VII.2. Etude du voile périphérique :

VII.2.1. Introduction :

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC.

D'après le RPA 99/V2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous.

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm (Art 10.1.2/ RPA version 2003).
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- On adopte une épaisseur $e = 40$ cm.

La hauteur de voile périphérique = 6.4 m.

VII.2.2. Calcul du voile périphérique :

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calcul comme étant une dalle encastrée sur quatre cotes.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

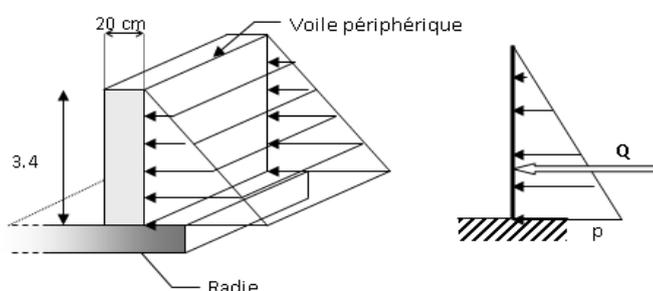


Figure VII.2 : Schéma statique.

VII.2.2.1. Armature longitudinale :

Les armatures longitudinales ont une section $A_1 \geq 0.1\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de $40 \varnothing$ pour le renforcement des angles.

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 6.40 \text{ m} \\ \gamma_d = 18.4 \text{ KN/m}^3 \\ \varphi = 13^\circ \\ C = 0 \text{ bars} \end{array} \right.$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

C : la cohésion.

$$K_0 = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.59$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres

VII.2.2.2. Calcul de la force de poussées :

$$P = \frac{1}{2} K_0 \gamma_d h$$

$$P = 0.5 \times 0.59 \times 18.4 \times 6.40 = 34.74 \text{ KN/m}$$

$$P = 34.74 \text{ KN/m}$$

VII.2.2.3. Evaluation des sollicitations :

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle et pour une bonde de 1m de largeur.

$$L_x = 6.15 \text{ m} , L_y = 6.40 \text{ m}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.15}{6.40} = 0.96 > 0.4; \text{ la dalle travaille dans deux sens.}$$

VII.2.2.4. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

➤ à l'ELU :

$$\alpha = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0401 \times 34.74 \times 6.40^2 = 57.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.9092 \times 57.06 = 51.88 \text{ KN.m}$$

➤ à l'ELS :

$$\alpha = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9285 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0474 \times 34.74 \times 6.40^2 = 67.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.59285 \times 67.45 = 62.63 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.6 : Les valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique à l'ELU.

	<i>En travée (KN.m)</i>	<i>En appuis (KN.m)</i>
<i>Sens X – X</i>	42.80	28.53
<i>Sens Y – Y</i>	38.91	25.94

Tableau VI.7 : Les valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique à l'ELS.

	<i>En travée (KN.m)</i>	<i>En appuis (KN.m)</i>
<i>Sens X – X</i>	50.59	33.73
<i>Sens Y – Y</i>	46.97	31.31

Tableau VI.8 : Ferrailage du voile périphérique.

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	β	A_s (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,adoptée}$ (cm ²)	S_t (cm)
X-X	Appuis	28.53	0.016	0.392	0.016	2.35	4	7HA12=7.92	15
	Travée	42.80	0.023	0.392	0.023	3.38	4	7HA12=7.92	15
Y-Y	Appuis	25.94	0.014	0.392	0.014	2.06	4	7HA12=7.92	15
	Travée	38.91	0.021	0.392	0.021	3.08	4	7HA12=7.92	15

Armature répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 7HA10 = 5.50 cm² avec S_t = 15 cm.

Condition de non fragilité :

b₀ = 1 ml ; d = 36 cm ; h = 40 cm

$$A_{\min} = \frac{0,23b_0.d.f_{tj}}{f_e} = 5.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

VII.2.2.5. Vérification à l'ELU :

$$\tau_u \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

➤ Selon X :

$$V_x = \frac{P_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 72.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < 1.52 \text{ MPa C.V}$$

➤ Selon Y :

$$V_x = \frac{P_u L_x}{3} = 71.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < 1.52 \text{ MPa C.V}$$

VII.2.2.6. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serY}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VI.9 : Vérification à l'ELS.

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS
X-X	Appuis	33.73	7.92	8.14	8.52	132.06	C.V
	Travée	50.59	7.92	8.14	12.79	191.87	C.V
Y-Y	Appuis	31.31	7.92	8.14	7.92	118.74	C.V
	Travée	46.97	7.92	8.14	11.87	198.14	C.V

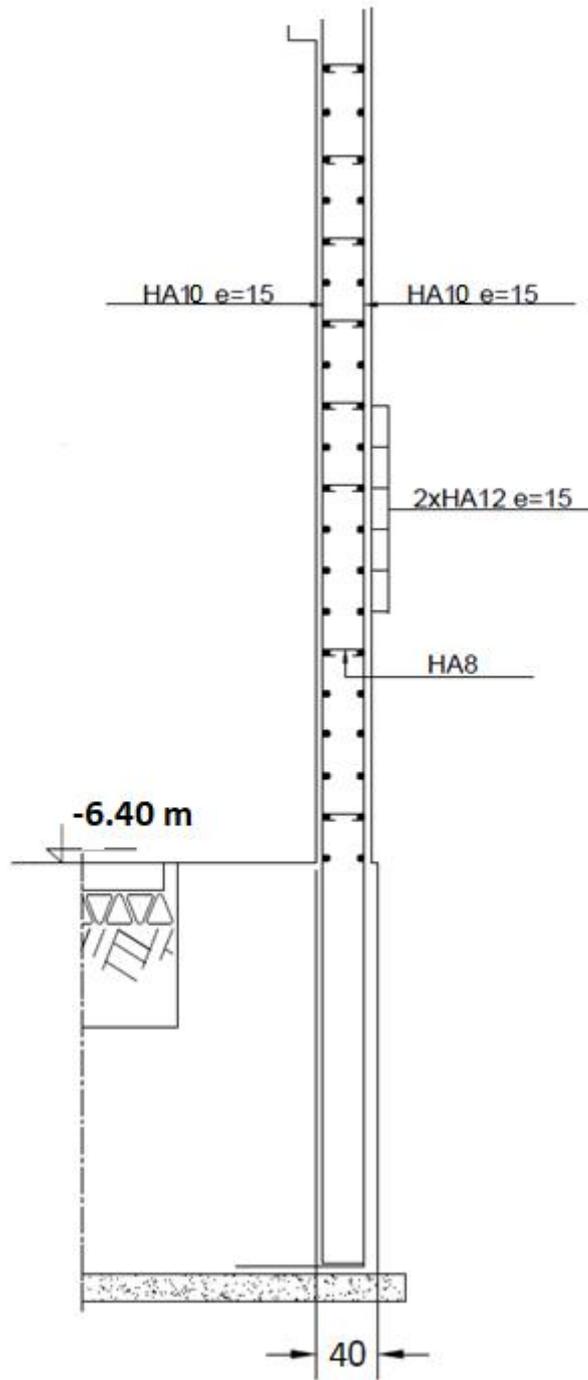


Figure VII.2 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion

L'étude de ce projet est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire et les formations. Et de les enrichir par l'utilisation des logiciels de calcul des structures comme ETABS, AUTOCAD ...etc. Notons que la modélisation joue un grand rôle dans le génie civil (précision et rapidité d'exécution).

De ce fait cette étude constitue de connaître les différentes étapes de calcul pour l'étude d'un bâtiment. Par suite, on a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sa concordance avec le côté pratique et à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que le contact avec les entreprises qui nous ont permis d'avoir des solutions économiques et rationnelles pour les problèmes rencontrés.

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Enfin, ce travail n'est qu'une petite contribution que nous espérons qu'il sera d'une grande utilité pour les promotions futures.