



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem

كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Architecture



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : (Construction en béton armé)

Thème

***ETUDE D'UN BATIMENT EN R+13 SELON
LES RPA 99 / Version 2003***

Présenté par :

1. toumi mohamed fadle ullah

2. Bekaddouri hadj ladjel si mohamed

Devant le jury :

- Encadreur : Mr.sabeur bendehiba
- Président : Mr.mehalla
- Examineur : Mme.djilali

Année Universitaire : 2020 / 2021

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr sabeur bendehiba pour le temps consacré à nous écouter, nous orienter et nous corriger tout au long de notre projet.

Nous souhaitons exprimé nos profondes gratitudees à tous les enseignants qui nous ont formé dès la 1^{ere} année jusqu'à la 5^{eme} .

Nous tenons à remercier particulièrement M djilali , Mr MEHalla et Mr bouhaloufa et tout le personnel du CGS qui nous ont été d'une aide précieuse dans notre projet de fin d'étude.

En fin nous remercions tout ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers aux mondes, ma mère, mon père, mes frères et mes sœurs car c'est grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade, sans oublier mes chers grands parents, mes oncles et mes tantes.

Un spécial dédicace à mon ami, mon frère et mon binôme mohamed.

A tous mes meilleurs amis que j'aime : houari , mohamed, abdelatif et wafae .

Sans oublier amina, kheira, romaissa, saadia, Cherif , wahiba , Hamza , Hichem, Chawki, Djaafer, Adnane, Said, Fayçal, Amine et à toute la promotion 2021.



Mohamed

Dédicaces

Je tiens à dédier ce travail aux personnes à qui je tiens énormément, à la mémoire de mon cher père, ma mère, mes frères et mes sœurs, mes tantes et mes oncles sans oublier mes chers grands parents car sans leurs aides je n'aurais pas pu arriver à ce niveau.

A mon ami et binôme mohamed que j'aime.

A mes meilleurs copains : ali , abdelatif , mounir , youcef , yacine..

Sans oublier bien sur Hichem, Soufiane, Abderzzek, khawla, Abdeleghani, Djamel, Riad, Mustapha, Nassim, Nouredine, Sabri, Krimo, Hamza et à tous les mostaganemois et toute la promotion 2021.

mohamed



SOMMAIRE

Chapitre I: INTRODUCTION GENERALE

	Pages
I.1. Généralités	1
I.2. Présentation de l'ouvrage étudié	2
I.2.1. Introduction	2
I.2.2. Caractéristiques de la structure	2
I.2.3. Données du site	3
I.2.4. Hypothèse de calcul	4
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.3.1. Introduction	4
I.3.2. Béton	4
I.3.3. Acier	8

Chapitre II : DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction	10
II.2. Pré dimensionnement et descente de charges	10
II.2.1. Pré dimensionnement	10
II.2.2. Descente de charges	12
II.2.2.1. Descente de charges des dalles	12
II.2.2.2. Cloisons extérieurs	13
II.2.2.3. Acrotère	14
II.2.2.4. Escaliers	14
II.2.2.5. Pré dimensionnement des poutres	16
II.2.2.6. Pré dimensionnement des voiles	16
II.2.3. Détermination du poids de la structure	18

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction	22
III.2. Etude de l'acrotère	22
III.3. Etude de l'escalier	26
III.4. Etude de la dalle pleine	34

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

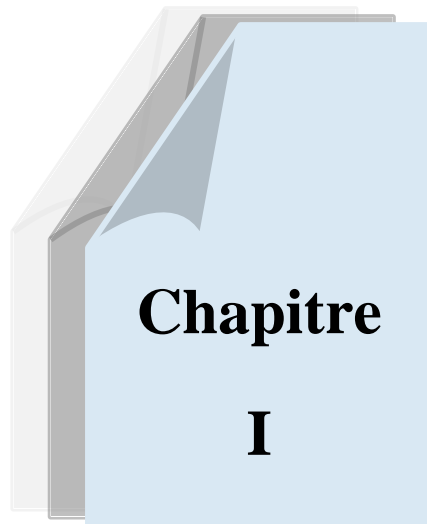
V.1 Introduction	39
V.2 Choix de la méthode de calcul	39
V.2.1 Méthode statique équivalente	39
V.2.2 Les Méthodes Dynamiques	40
V.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	40
V.4 Méthode d'analyse modale spectrale	41
V.4.1 Principe	41
V.4.2 Description du logiciel ETABS	41
V.4.3 Modélisation	41
V.4.4 Spectre de réponse de calcul	41
V.4.5 Nombre de modes à considérer	42
V.4.8 Justification de la largeur du joint sismique	44

Chapitre VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. Ferrailage des poutres	51
VI.2. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	54
VI.3. Ferrailage des voiles	56

Chapitre VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Etude du voile périphérique	62
VII.1.1. Dimensionnement	62
VII.1.2. Détermination des sollicitations	62
VII.1.3. Ferrailage du voile périphérique	62
VII.2. Etude des fondations	64
VII.2.1. Introduction	64
VII.2.2. Choix du type de fondations	65
VII.2.3. Ferrailage du radier	70
VII.2.4. Etude du débord du radier	71
Conclusion	74



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

I.1. Généralités :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 13 étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles avec une justification de l'interaction voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS (Version 9.0.7)** particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

I.2. Présentation de l'ouvrage étudié :

I.2.1. Introduction :

La présente note de calcul consiste à étudier les éléments résistants d'une tour en deux **S/SOL+RDC+13** étages à usage d'habitation.

Le projet est implanté dans la commune de Mazagran (Salamandre), wilaya de Mostaganem, classé en zone **IIa** sismicité moyenne selon le **R.P. A99 modifié 2003**.

La tour en deux S/sol+R+13 constitue par une ossature voiles porteurs en béton armé, l'étage est composé avec des poutres noyées et planchers en dalle pleine ép. =22cm

Le calcul des sollicitations se fait par le logiciel **ETABS (Version 9.0.7)**

I.2.2. Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

Les dimensions en plan

$L_x=27.60$ m

$L_y=18.20$ m

Hauteur sous /sol =3.06m

Hauteur d'étage (RDC, 1er ETAGE) =4.08m

Hauteur d'étage courant=3.06m

Hauteur totale du bâtiment = 44.88 m

Règlements utilisés :

- *R.P.A 99 V 2003.*
- *CBA 93.*
- *DTR BC*

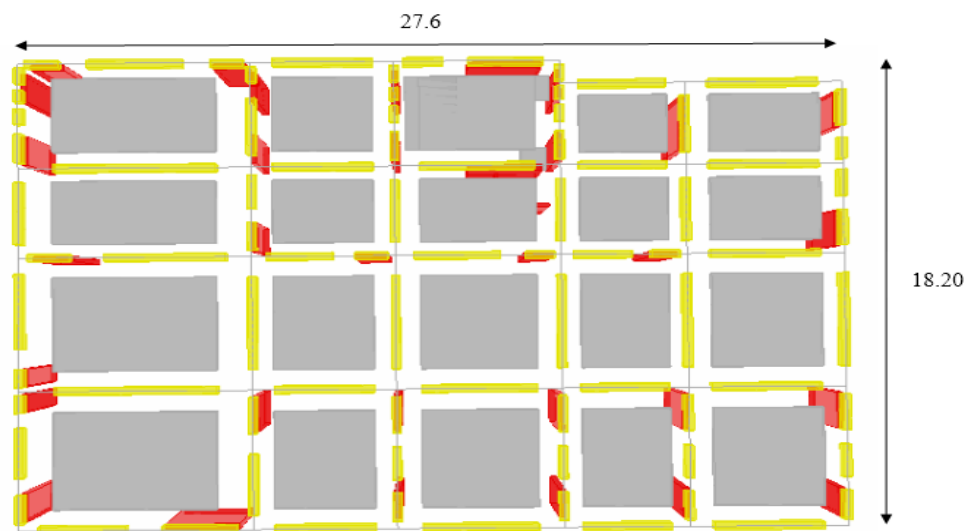


Figure 1 : vue en plan RDC.

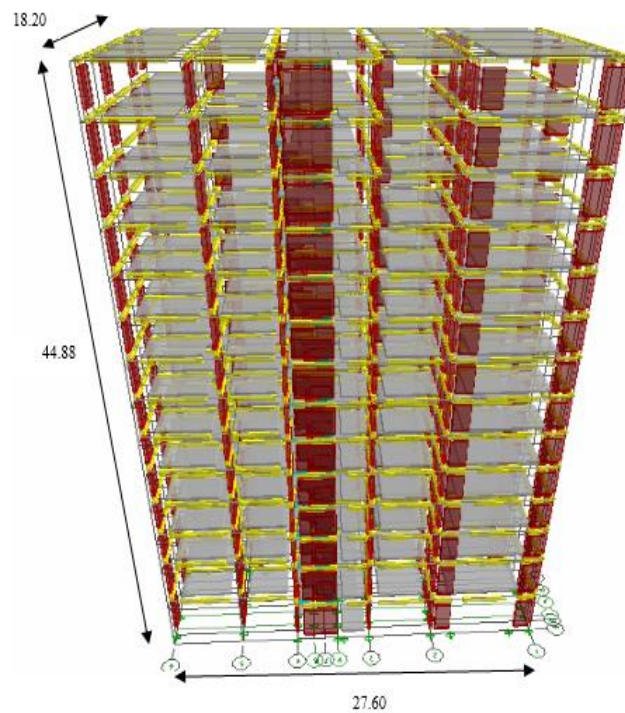


Figure 2 : Vue en 3-D du bâtiment

I.2.3. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone de forte sismicité (zone II-a).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble : catégorie S3
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

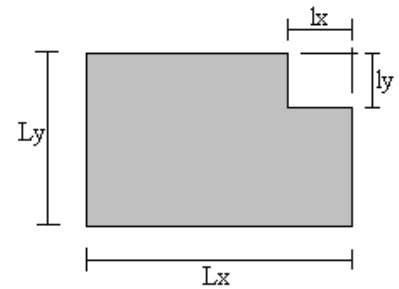
La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation :

a) Régularité en plan :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{9.45}{27.60} = 0.34 \geq 0.25 \text{ Non vérifiée}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{0.90}{18.20} = 0.04 \leq 0.25 \text{ Vérifiée}$$

$$0.25 \leq \frac{l_y}{L_y} \leq 4 \Leftrightarrow 0.25 \leq \frac{27.60}{18.20} = 1.51 \leq 4 \text{ Vérifiée}$$



Il suffit qu'un critère n'est pas satisfait, pour que le bâtiment soit classé irrégulier. **I.2.4.**

Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865$ Mpa.
- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195$ Mpa.
- $f_e = 400$ Mpa.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1. Introduction :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.3.2. Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I.3.2.1. Les compositions du béton :

1. ciment:

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

2. granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

- Sables :

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.

Pierraille :

Elles sont constituées 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).

I.3.2.2. Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.3.2.3. Résistance mécanique du béton :

a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

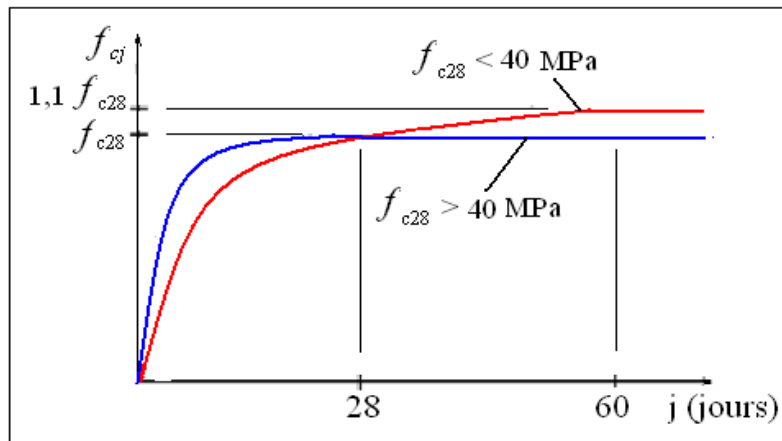


Fig. I.3 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Résistance à la traction :

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

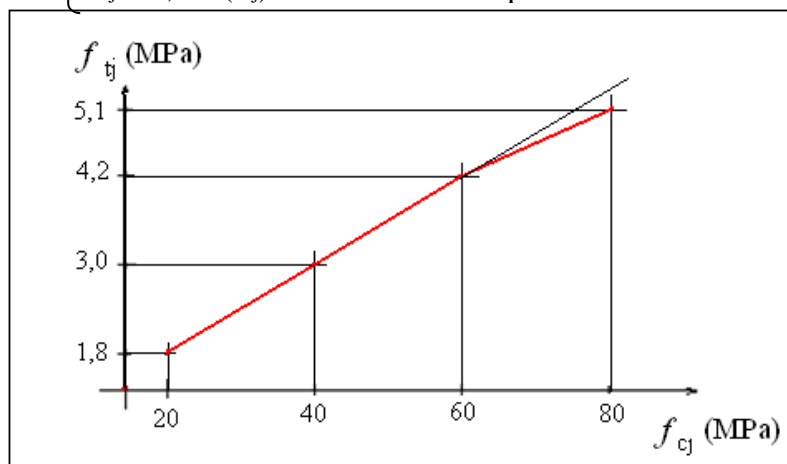


Fig. I.4 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

b. Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané : $E_{ij} = 3E_{vj}$.

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

$$\begin{cases} E_{vj} = 3\,700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

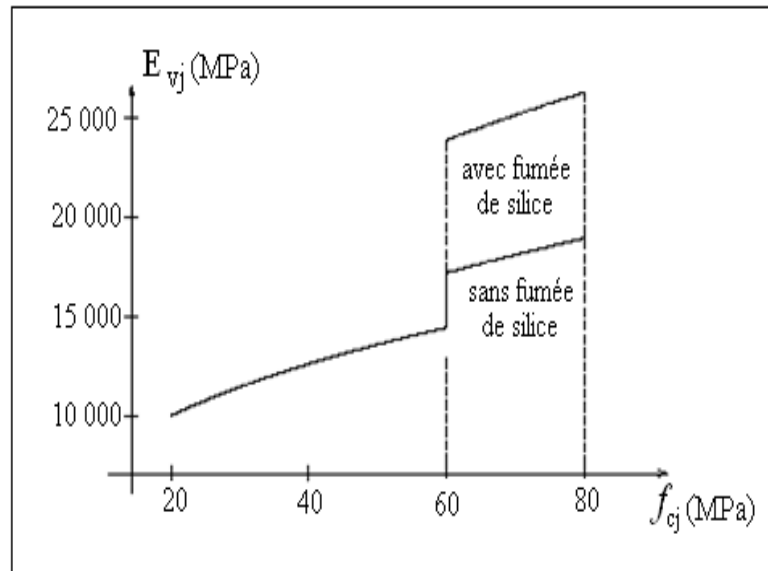


Fig. I.5 Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

c. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

d. Contrainte de calcul du béton comprimé :

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R.) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure

- $\varepsilon_{bc1} = 2 ‰$

$$- \varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 ‰ & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{Mpa.} \\ (4,5 ; 0,025f_{cj}) ‰ & \text{si } f_{cj} > 40 \text{Mpa.} \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

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

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

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

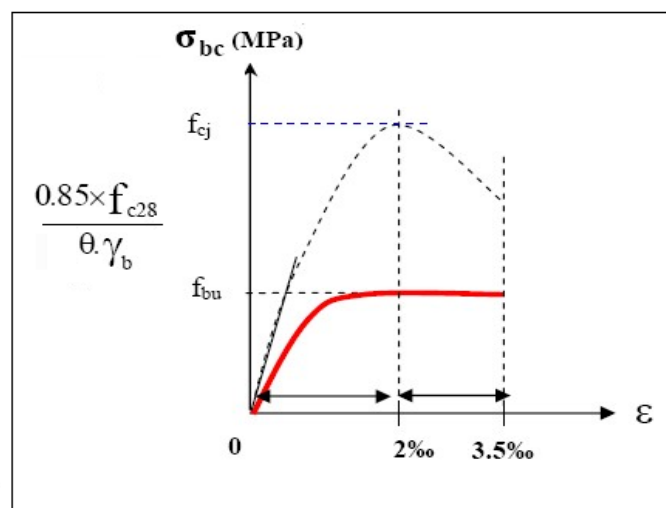


Fig. I.6 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

Etat Limite de Service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

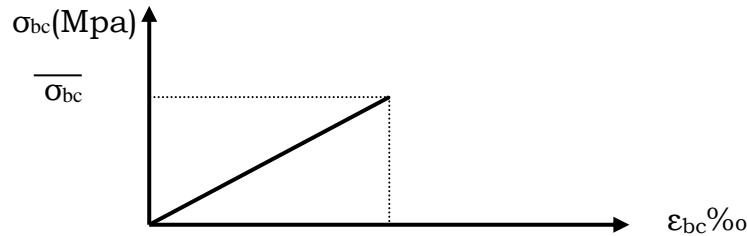


Fig. I.7 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

I.3.3. L'Acier :

I.3.3.1. Définition :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.3.3.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22 F _e E24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40 F _e E50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfile HA Type 3	F _e TE40 F _e TE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfile lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$ TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tab. I.1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

I.3.3.3. Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

a. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

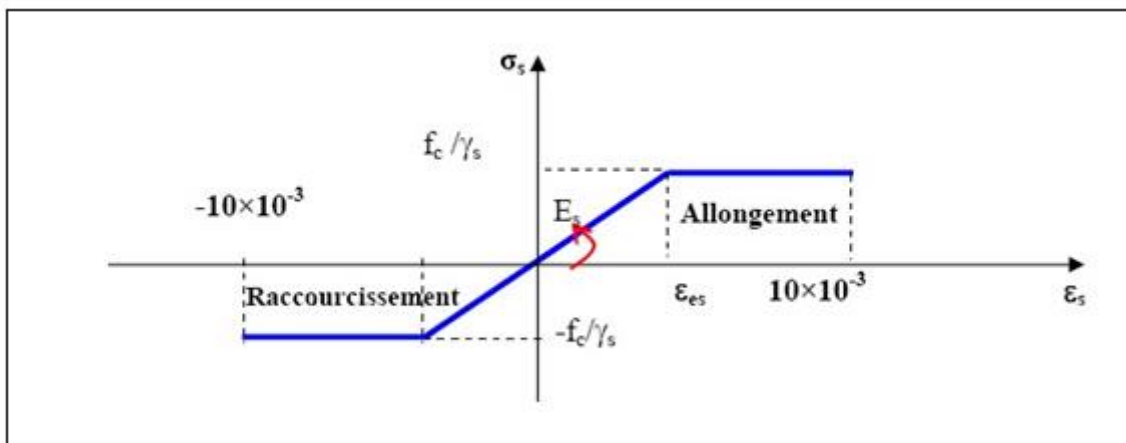


Fig. I.8 Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

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

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

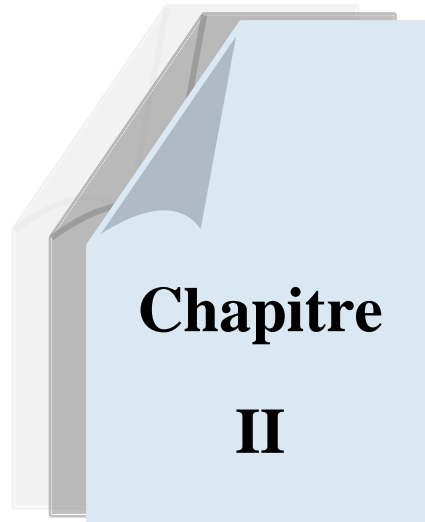
$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

b. Etat limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).



*DESCENTE DE CHARGES ET
PRÉDIMENSIONNEMENT DES
ÉLÉMENTS*

DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction :

Pour le pré dimensionnement, on utilise les règles suivantes :

Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003.

Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.

Document Technique Réglementaire ; Charges Permanentes et Charges d'Exploitation DTR.

II.2. Pré dimensionnement et descente de charges :

II.2.1. Pré dimensionnement :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

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

a. Résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu

Alors : $e = 11\text{cm}$

b. Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de $e = 16\text{ cm}$

c. Résistance à la flexion :

• Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

• Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Lx : étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ayant une portée Lx égale à 5.40m

On aura donc : $\frac{540}{50} \leq e \leq \frac{540}{40}$ m

$$10.08\text{ cm} \leq e \leq 13.50\text{ cm} \quad \text{donc } e = 12.00\text{ cm}$$

d. Condition de flèche :

La condition à vérifier est la suivante : $f_{\max} \leq L_{\max} / 500$

f_{\max} : La flèche maximum à calculer pour une poutre encastree a ses extrémités.

Le calcul RDM nous donne : $f_{\max} = \frac{5.q.L_x^4}{384.EI}$

$$\frac{5.q.L_x^4}{384.EI} \leq \frac{L_x}{500} \quad \text{Avec : } I = \frac{b.e^3}{12}$$

$$D'où : e \geq \sqrt[3]{\frac{3.10^4 q L_x^3}{384 E b}}$$

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1$ m. La dalle est supposée encadrée à ses deux extrémités. Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes :

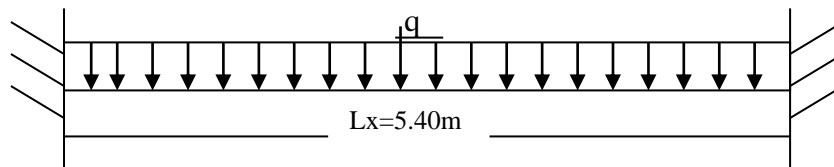


Fig. II.9 charge de la dalle

Plancher de RDC

$G = 538 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge permanente.

$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge d'exploitation.

Ceci donne $q = (538+150) \times 1.00 = 688 \text{ Kg/ml}$

$E = 30822.5 \text{ MPa} = 308225 \text{ Kg/cm}^2$

D'où :

$$e \geq ((3.10^4 \times 876.30 \times 10^{-2} \times 540^3) / (384 \times 308225 \times 100))^{1/3} = 15.00 \text{ cm}$$

On prend $e = 22.00 \text{ cm}$.

Conclusion :

L'épaisseur à retenir est : $e = \max(11, 16, 12, 22)$

Donc : $e = 22.00 \text{ cm}$.

II.2.2. Descente de charges :

II.2.2.1. Descente de charges des dalles :

1) Introduction :

La descente de charges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher :

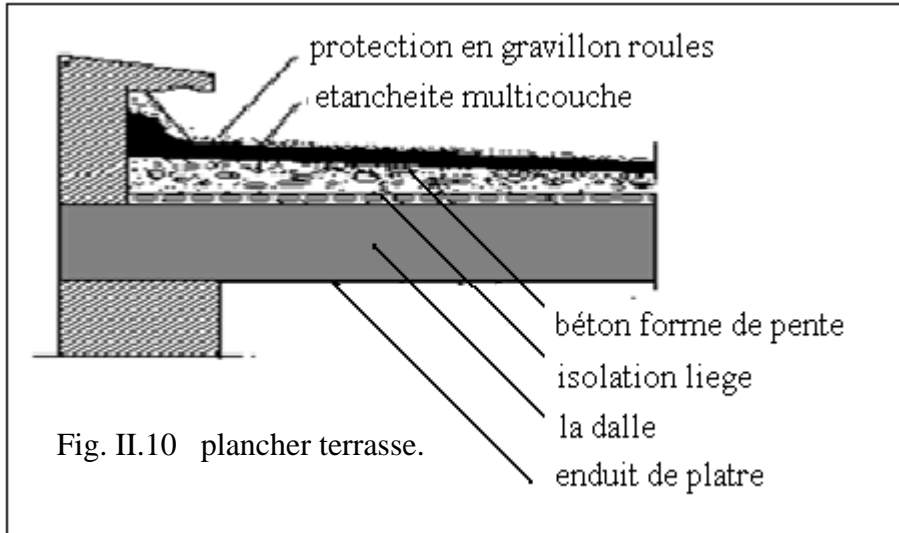
G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

Charge permanente : la charge permanente correspond au poids propre des éléments porteurs, ainsi que les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, enduits, et revêtements quelconques, et les éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloisons fixes, conduits de fumée, gaines de ventilation.

Charge d'exploitation : les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

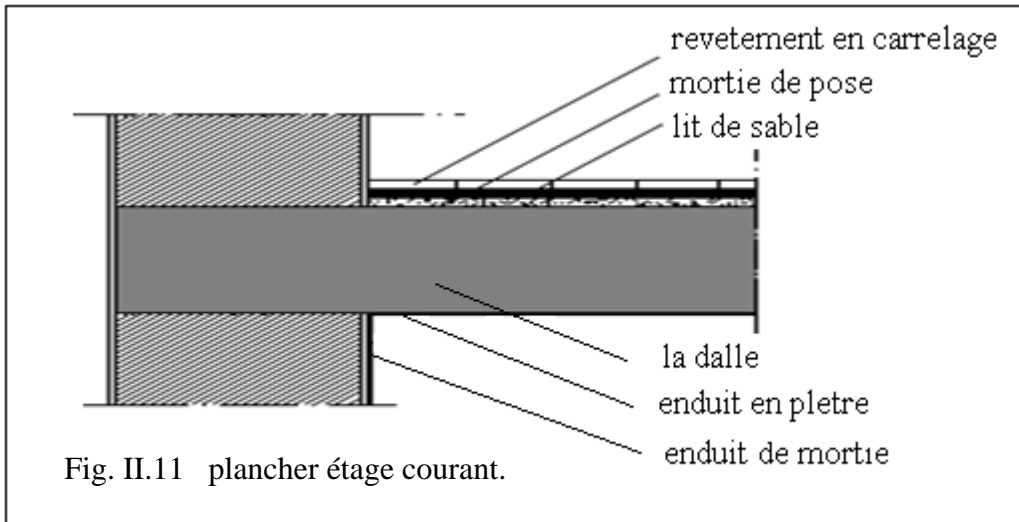
2) plancher terrasse (inaccessible) :



1. protection en gravillon	(e = 5 cm)	$0,05 \times 1700 = 85 \text{ kg/m}^2$
2. Etanchéité multicouches	(e = 6 cm)	$0,06 \times 200 = 12 \text{ kg/m}^2$
3. Béton de pente	(e = 10cm)	$0,1 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$
4. Isolation thermique au liège	(e = 4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
5. Dalle pleine en corps creux	(e = 16+4)	$0,20 \times 1400 = 280 \text{ kg/m}^2$
6. Enduit plâtre	(e = 2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
		Total = 633 kg/m ²

G = 633 kg/m² (G = 753 kg/m² pour la dalle pleine)
Q = 100 kg/m²

3) plancher étage courant :



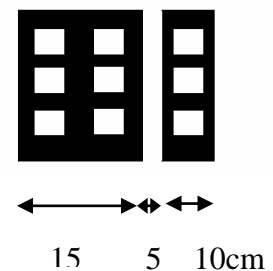
1. Revêtement en carrelage	(e = 2cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
2. Mortier de pose	(e = 2cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
3. Lit de sable	(e = 3cm)	$0,03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$
4. Dalle en corps creux	(e = 16+4 cm)	$0,20 \times 1400 = 280 \text{ kg/m}^2$
5. Enduit plâtre	(e = 2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
6. cloisons légers		$= 100 \text{ kg/m}^2$
		Total = 538 kg/m²

G = 538 kg/m² (G = 568 kg/m² pour la dalle pleine)

Q = 150 kg/m²

II.2.2.2. Cloisons extérieures:

Enduit extérieur	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Briques creuses (15 cm)	$0,15 \times 1400 = 210 \text{ kg/m}^2$
Briques creuses (10 cm)	$0,10 \times 1400 = 140 \text{ kg/m}^2$
Enduit intérieur	$0,015 \times 1200 = 18 \text{ kg/m}^2$
Total = 408 kg/m²	



Avec 25 % d'ouverture : $408 \times 0,75 = 306 \text{ kg/m}^2$

Donc : **G = 306 kg/m²**

Fig. II.12 cloisons extérieure

II.2.2.3. Acrotère :

La surface de l'acrotère est

$$S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,069 \times 2500) = 172 \text{ Kg/m}$$

$$G = 172 \text{ kg/m}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}$$

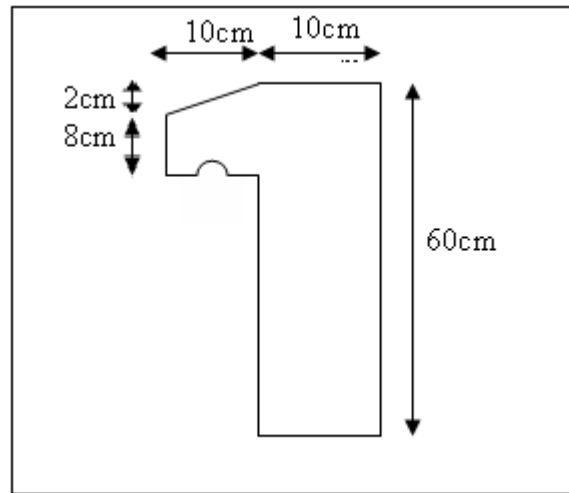


Fig. II.13 Acrotère.

II.2.2.4. Escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$ avec :

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

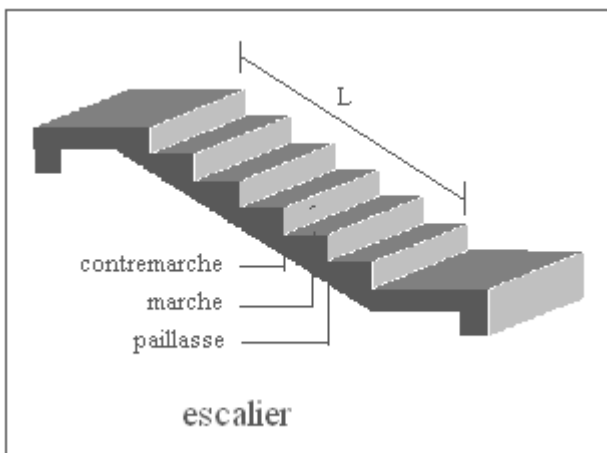


Fig. II.14 l'escalier

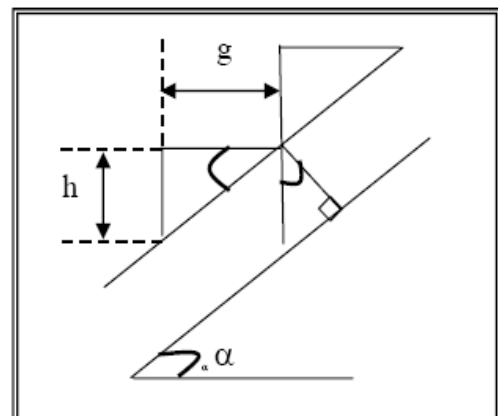


Fig. II.15 schéma statique de l'escalier

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

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

Pour : $h = 17 \text{ cm} \Rightarrow$ on aura 16 marches entre chaque étage

Dans ce cas on a trois volées dans chaque étage, la hauteur du volée 1 (6 marches) = 1,02m,

volée 2(4 marches) = 0.68 m, volée 3 (6 marches) = 1,02m,



- La longueur de la ligne de foulée pour volé 1,3 sera : $L = g (n-1) = 30 \times 5 = 150 \text{ cm}$.

- La longueur de la ligne de foulée pour volé 2 sera : $L = g (n-1) = 30 \times 3 = 90 \text{ cm}$.

- L'inclinaison de la pailleasse : $\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$

- La longueur de la pailleasse pour volé 1 est : $L = \frac{1.02}{\sin\alpha} = 2.04 \text{ m}$.

- La longueur de la pailleasse pour volé 2 est : $L = \frac{0.90}{\sin\alpha} = 1.80 \text{ m}$.

L'épaisseur de la volée :

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés.

L'épaisseur de la pailleasse est comprise entre :

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \quad 10,33 < e < 15,5 \quad \text{avec } L = 3,10 \text{ m}$

On prend comme épaisseur : **e = 12 cm**

a) Palier :

1. Carrelage	(e = 2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
2. Mortier de pose	(e = 2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
3. Lit de sable	(e = 2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
4. Dalle pleine	(e = 12 cm)	$0,12 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$
5. Enduit plâtre	(e = 2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
		Total = 440 kg/m ²

G = 440 kg/m²

Q = 250 kg/m²

b) Volée :

1. Carrelage	(e = 2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
2. Mortier	(e = 2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
3. Lit de sable	(e = 2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
4. Poids propre de la marche	(e = 17 cm)	$0,5 \times 0,17 \times 2200 = 187 \text{ kg/m}^2$
5. Poids propre de la pailleasse	(e = 12 cm)	$2500 \times 0,12 / \text{Cos}29,54 = 345 \text{ kg/m}^2$
6. Enduit plâtre	(e = 2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
		Total = 672 kg/m ²

G = 672 kg/m²

Q = 250 kg/m²

II.2.2.5. Pré dimensionnement des poutres :

Vu notre système structurel qui présente une ossature porteuse (voile porteurs) et Selon les dimensions de la dalle pleine $e_p=22$ cm on a pris des poutres noyées d'épaisseur $e_p. = 22.00$.

Donc

$B= 30$ cm et $h = 22$ cm

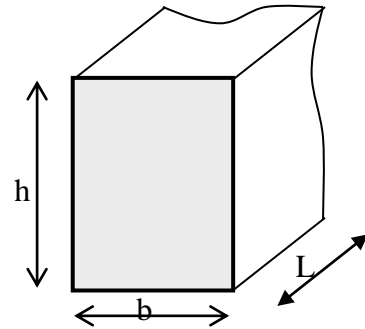
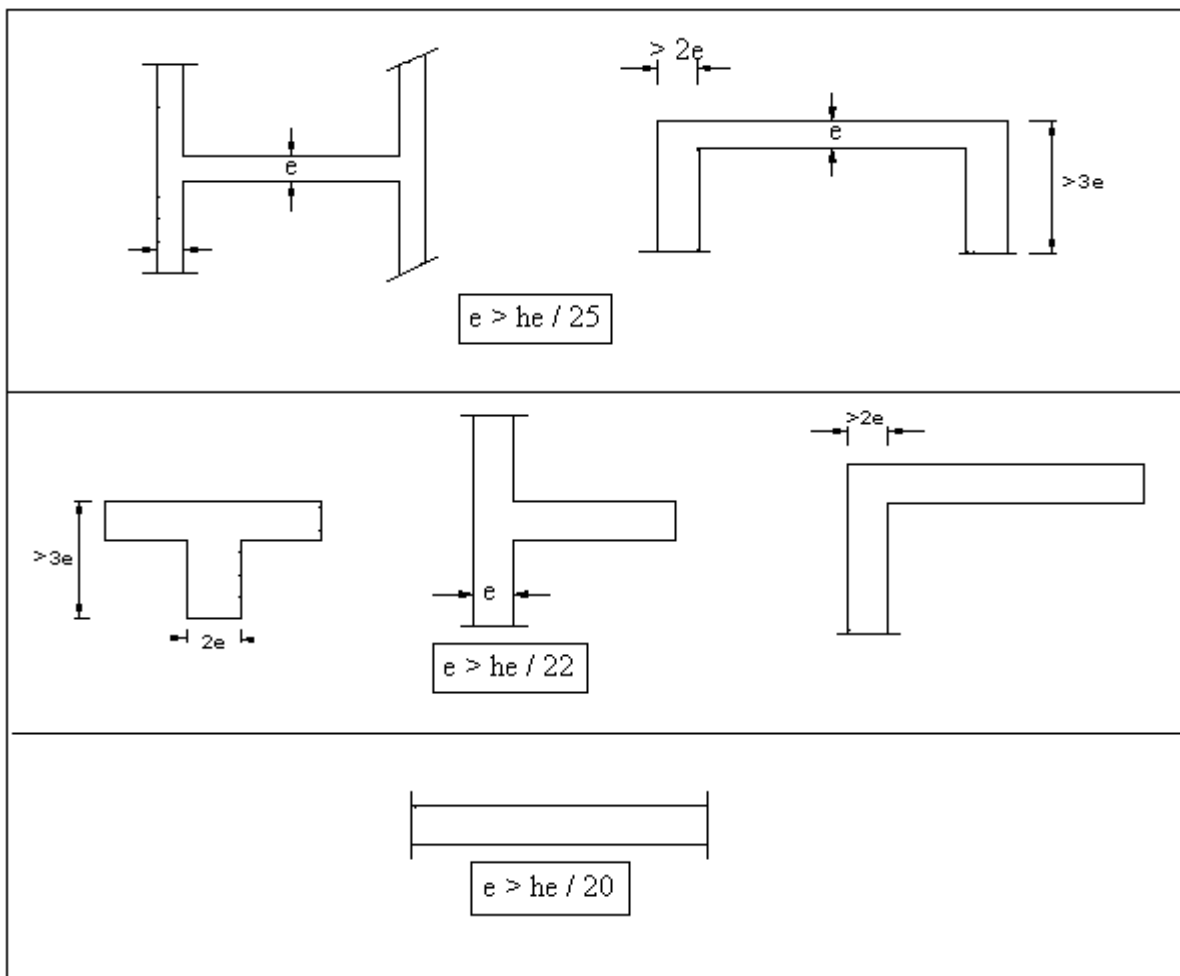


Fig. II.16 Dimensions des poutres

II.2.2.6. Pré dimensionnement des voiles :

On peut considérer deux types de voiles :

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





Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/V2003, seuls les éléments structuraux ayant un rapport $L/e \geq 4$ sont considérés comme des voiles, avec une épaisseur minimale exigée par le même article de 15 cm.

L : portée du voile

e : son épaisseur

La détermination de l'épaisseur doit tenir en compte des conditions de rigidité aux extrémités ainsi de la hauteur libre d'étage h_e .

RDC: $h_e = 4,08$ m

Donc: $e \geq h_e / 20 \Rightarrow e \geq 4,08/20 = 0,204$ m

On prend : une épaisseur de **30 cm**.

\Rightarrow La longueur minimale des voiles : $L_{\min} = 4 \times 30 = 120$ cm

EC: $h_e = 2,71$ m

Donc: $e \geq h_e / 20 \Rightarrow e \geq 2,71/20 = 0,13$ m

On prend : une épaisseur de **15 cm**.

\Rightarrow La longueur minimale des voiles : $L_{\min} = 4 \times 15 = 60$ cm

II.2.3. Détermination du poids de la structure :

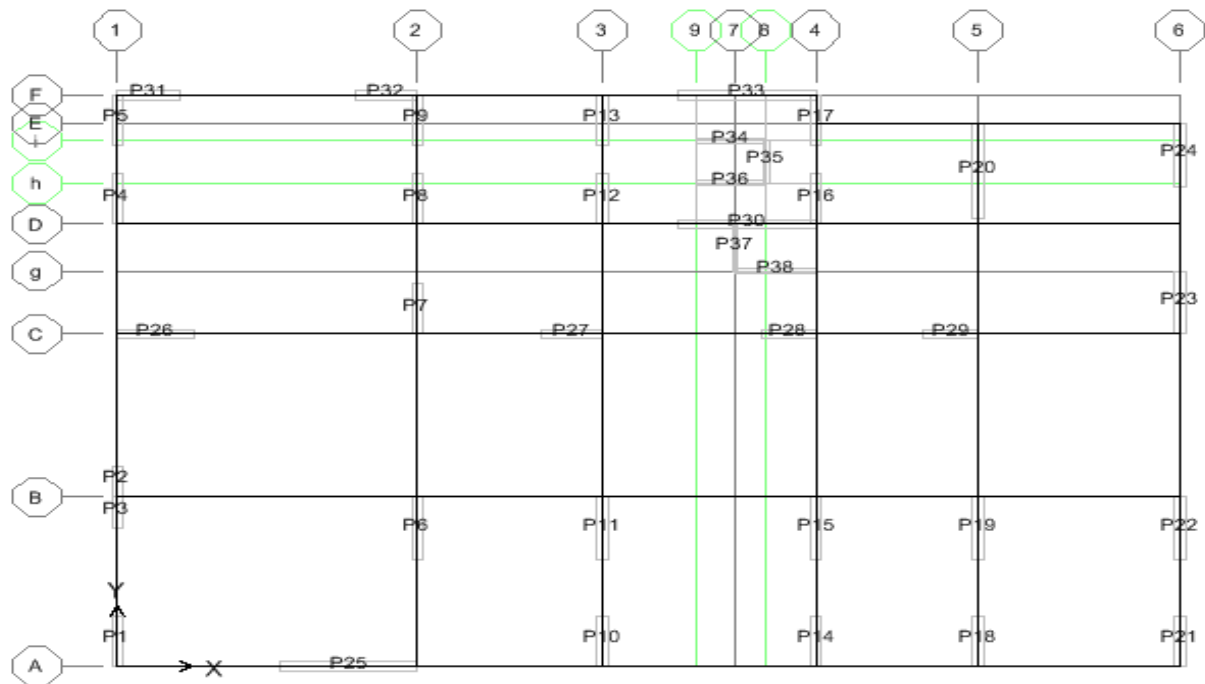


Fig. II.17 Disposition des voiles

Poids des voiles :

S_0 : Surface d'ouverture.

S_b : Surface brute.

S_n = Surface nette

$W = S_n \cdot \gamma_b$

$\gamma_b = 2,5t/m^3$

Voile	Nombre	L (m)	Ép. (m)	S(m2)
P01	1	1.6	0.3	0.48
P02	1	1	0.3	0.3
P03	1	1	0.3	0.3
P04	1	1.3	0.3	0.39
P05	1	1.45	0.3	0.435
P06	1	2	0.3	0.6
P07	1	1.6	0.3	0.48
P08	1	1.3	0.3	0.39
P09	1	1.45	0.3	0.435
P10	1	1.6	0.3	0.48
P11	1	2	0.3	0.6
P12	1	1.3	0.3	0.39
P13	1	1.45	0.3	0.435

P14	1	1.6	0.3	0.48
P15	1	2	0.3	0.6
P16	1	1.3	0.3	0.39
P17	1	1.45	0.3	0.435
P18	1	1.6	0.3	0.48
P19	1	2	0.3	0.6
P20	1	3	0.3	0.9
P21	1	1.3	0.3	0.39
P22	1	2	0.3	0.6
P23	1	2	0.3	0.6
P24	1	1.9	0.3	0.57
P25	1	3.6	0.3	1.08
P26	1	2	0.3	0.6
P27	1	1.6	0.3	0.48
P28	1	1.3	0.3	0.39
P29	1	1.4	0.3	0.42
P30	1	3.6	0.3	1.08
P31	1	1.6	0.3	0.48
P32	1	1.6	0.3	0.48
P33	1	3.6	0.3	1.08
P34	1	1.8	0.3	0.54
P35	1	1.35	0.3	0.405
P36	1	1.8	0.3	0.54
P37	1	1.5	0.3	0.45
P38	1	2.1	0.3	0.63
Totale				20.415

Tab .II.2 la surface totales des voiles

Poids des voiles RDC :

$$H_{RDC} = 4.08 \text{ m}$$

$$W_{\text{voile RDC}} = S \times h \times \delta_b = 20.415 \times 4.08 \times 2500.00 = 208233 \text{ kg}$$

$$H_{1 \text{ ère étage}} = 3.57 \text{ m}$$

$$W_{\text{voile 1 ère étage}} = S \times h \times \delta_b = 20.415 \times 3.57 \times 2500.00 = 182203.875 \text{ kg}$$

$$H_{\text{étage courant}} = 3.06 \text{ m}$$

$$W_{\text{voile étage courant}} = S \times h \times \delta_b = 20.415 \times 3.06 \times 2500.00 = 156174.75 \text{ kg}$$

Poids des planchers :

$$W = W_G + 0,2 W_Q$$

$$W = S (G + 0,2 Q)$$



Planchers	S (m ²)	W (kg)
Plancher terrasse	493.82	322 464.46
Plancher courant	477.96	271 481.28
Plancher 1 ière étage	477.96	281 040.48
Plancher RDC	477.96	290 599.68

Tab. II.3 Poids des plancher

Poids de l'acrotère :

$$W_{\text{acrotère}} = G \times L$$

$$W_{\text{acrotère}} = 172 \times 91.6$$

$$W_{\text{acrotère}} = 15\,755.20 \text{ kg}$$

Poids de l'escalier :

- Rdc / 1 iere etage

$$\text{Volée : } S_v = S_{v1} + S_{v2} + S_{v3} = 2.93 + 2.49 + 3.27 = 8.69 \text{ m}^2 \Rightarrow W_v = 8.69 \times 2500.00 = 21725.00 \text{ kg}$$

$$\text{Palier : } S_p = S_{p1} + S_{p2} = 1.69 + 1.88 = 3.57 \text{ m}^2 \Rightarrow W_p = 3.57 \times 2500.00 = 8925.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{escalier RDC / 1 iere etage}} = 21725.00 + 8925.00 = 30\,650 \text{ kg}$$

- Étage courant

$$\text{Volée : } S = S_{v1} + S_{v2} + S_{v3} = 2.68 + 2.07 + 3.13 = 7.88 \text{ m}^2 \Rightarrow W_v = 7.88 \times 2500.00 = 19700 \text{ kg}$$

$$\text{Palier : } S = S_{p1} + S_{p2} = 1.69 + 1.88 = 3.57 \text{ m}^2 \Rightarrow W_p = 3.57 \times 2500.00 = 8925.00 \text{ kg}$$

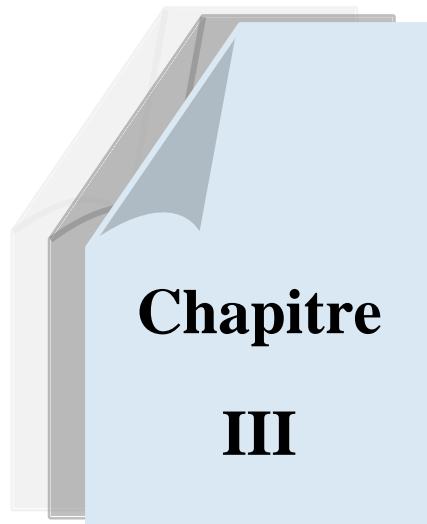
$$W_{\text{étage courant}} = 19700 + 8925.00 = 28625 \text{ kg}$$

Le tableau suivant représente le poids total du bloc :



Etage	W(kg) voile	W(kg) plancher	W(kg) escalier	W(kg) Acrotère	Totale
RDC	208 233.00	290 599.68	30 650.00	//	529 482.68
Etage 1	182 203.875	281 040.48	30 650.00	//	493 894.36
Etage 2	156 174.75	271 481.28	28 625	//	456 281.03
Etage 3	156 174.75	271 481.28	28 625	//	456 281.03
Etage 4	156 174.75	271 481.28	28 625	//	456 281.03
Etage 5	156 174.75	271 481.28	28 625	//	456 281.03
Etage 6	156 174.75	271 481.28	28 625	//	456 281.03
Etage 7	156 174.75	271 481.28	28 625	//	456 281.03
Etage 8	156 174.75	271 481.28	28 625	//	456 281.03
Etage 9	156 174.75	271 481.28	28 625	//	456 281.03
Etage 10	156 174.75	271 481.28	28 625	//	456 281.03
Etage 11	156 174.75	271 481.28	28 625	//	456 281.03
Etage 12	156 174.75	271 481.28	28 625	//	456 281.03
Etage 13	156 174.75	322 464.46	28 625	15 755.20	507 264.21
Totale					6 549 732.58

Tab II.4 Le poids total du bloc



*CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES*

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction:

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère
- Escaliers
- Planchers

III.2. Etude de l'acrotère :

III.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

G: Poids propre = 172 kg/ml.

Q : Surcharge d'exploitation = 100 kg/ml.

III.2.2. Sollicitation :

G : crée un effort normal $N_G = 0,172$ t/ml,
et un moment $M_G = 0$ t.m

Q : crée un effort normal $N_Q = 0,1$ t/ml,
et un moment maximum $M_Q = 0,1 \times 0,6 = 0,06$ t.m/ml

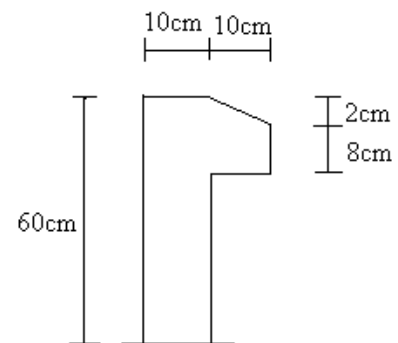


Schéma réel

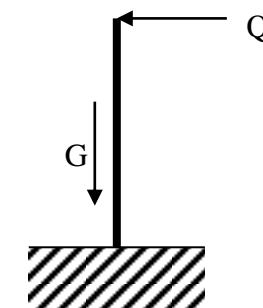


Schéma statique

ELU :

$N_u = 1,35.N_G = 1,35 \times 0,172 = 0,2322$ t/ml.

$M_u = 1,5.N_Q.h = 1,5 \times 0,1 \times 0,6 = 0,09$ t.m/ml.

ELS :

$N_{ser} = N_G = 0,172$ t/ml.

$M_{ser} = M_G = 0,1 \times 0,6 = 0,06$ t.m/ml.

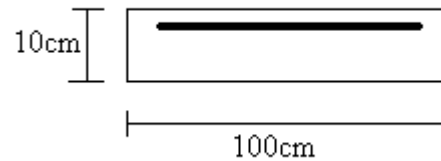
III.2.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion composée, en fissuration préjudiciable sur un mètre linéaire.

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,09 \text{ m}$$



ELU:

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité de la résultante.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,09}{0,2322} = 0,39 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + \alpha \varphi)$$

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad B = b \times h$$

$$i = 0,029$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,2}{0,029} = 41,38$$

$$\lambda_{\max} \leq \max (50, \min [67 \times e_0/h, 100])$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$\lambda = 41,38 < 100 \Rightarrow$ pas de risque de flambement

$$\alpha = 10 (1 - M_u/1,5 \cdot M_{ser}) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) = \max (2 ; 60/250) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,39 + 0,02 = 0,41 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,41 + 0,0086 = 0,419 \text{ m}$$

On a : $\frac{l_f}{h} = 12$

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \cdot e_1}{h} \right) = 82$$

On va tenir compte des effets du second ordre.

On majore N_u , M_u ; telle que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale.

La sollicitation corrigée

$$N'_u = 0,2322 \text{ t}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 0,2322 \times 0,419 = 0,097 \text{ t.m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,097 + 0,2322 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0,106 \text{ t.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{0,106}{0,09^2 \times 14,17} \times 10^{-2} = 0,0092 < 0,186 \text{ domaine 1.}$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (SSAC)

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

$$\alpha = 0,012$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,089 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0,106}{0,089 \times 348}\right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0,34 \text{ cm}^2$$

La section réelle des armatures tendues est alors (A_u).

$$A_u = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = 0,34 \times 10^{-4} - \frac{0,2322 \times 10^{-2}}{348} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS :

$$N_{ser} = 0,172 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ser} = 0,06 \text{ t/ml.}$$

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,06}{0,172} = 0,35 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 35 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,06 + 0,172 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,067 \text{ t.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91 Art. A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 0,09 = 0,047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,09 - \frac{0,047}{3} = 0,074 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = \frac{1}{2} (1 \times 0,047 \times 15 \times 0,074) = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 0,067 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < \bar{M}_1 = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser/A} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,067 \times 10^{-2}}{0,074 \times 201,63} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,45 \times 10^{-4} - \frac{0,172 \times 10^{-2}}{201,63}$$

$$A_{ser} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

► **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > \frac{0,23bdf_{t28}}{f_c} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **4HA8** ($A_s = A_s' = 2,01\text{cm}^2$)

Espacement : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

Soit : $St = 25\text{cm}$

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère, donc le ferrailage sera identique pour la zone comprimée.

► **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA6** ($A_s = 0,85\text{cm}^2$).

Soit : $St = 20\text{cm}$

► **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 0,15 \text{ t / ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,15}{1 \times 0,09} \times 10^{-2} = 0,017\text{MPa}$$

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

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

III.3. Etude de l'escalier :

D'après le pré dimensionnement des escaliers on a les dimensions suivantes :

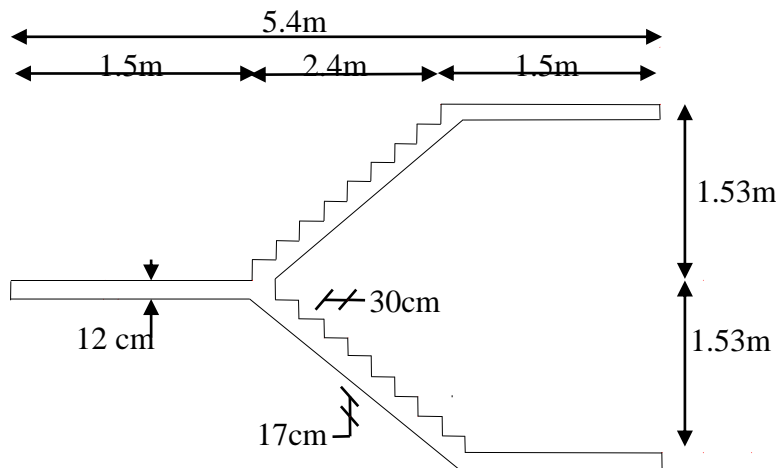


Fig.III.18. Vue en élévation

Estimation des charges :

III.3.1 Volée :

1 ELU :

$$G_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 672 + 1.5 \times 250 = 1282.2 \text{ kg/m}^2$$

2 ELS :

$$G_s = G + Q = 672 + 250 = 922 \text{ kg/m}^2$$

4.1 palier :

1 ELU :

$$G_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 440 + 1.5 \times 250 = 969.00 \text{ kg/m}^2$$

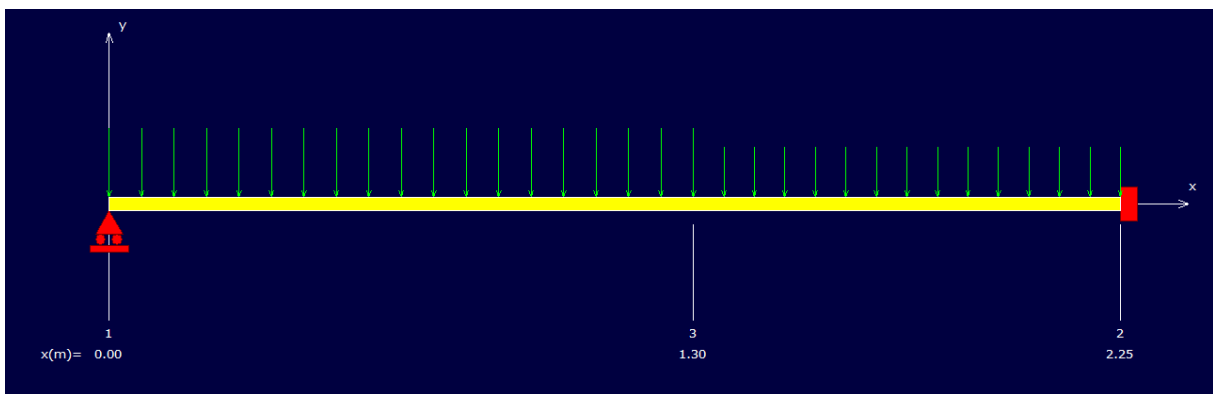
2 ELS :

$$G_s = G + Q = 440 + 250 = 690.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations :**

Cage d'escalier N° 01

- ✓ **Schéma statique :**

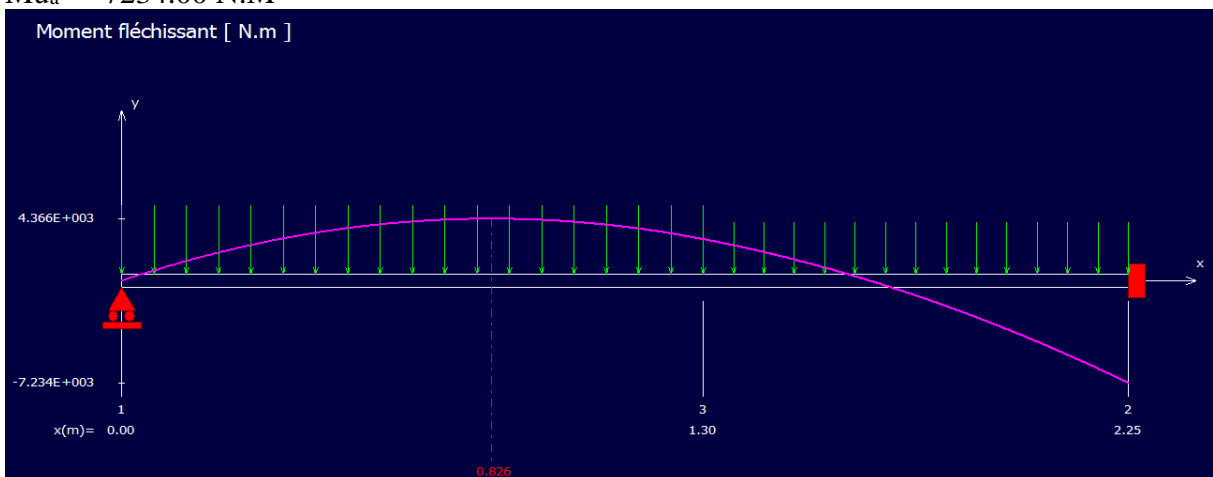


- ✓ **E.L.U :**

- **Moment fléchissant :**

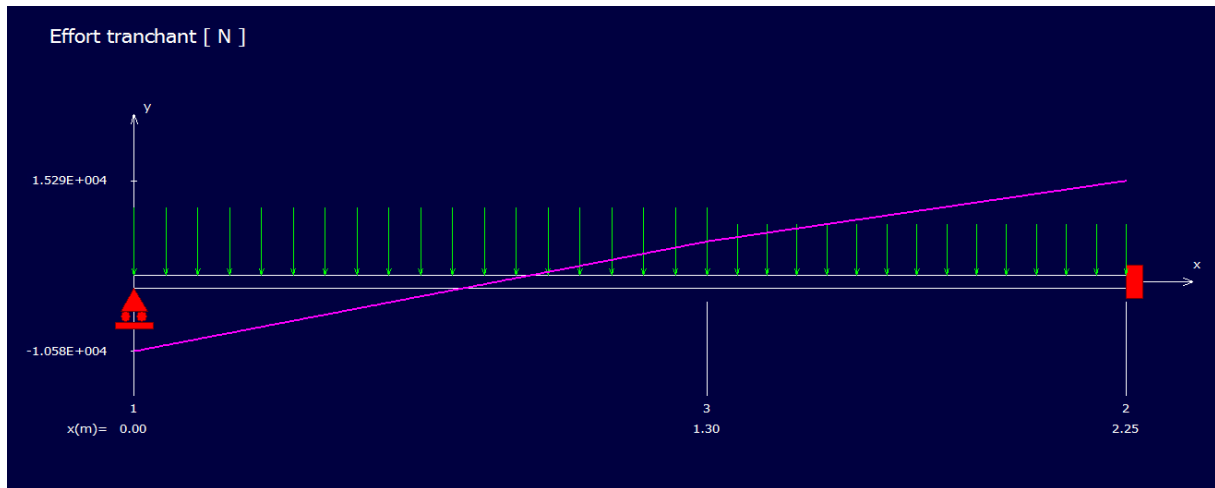
$$M_{u_t} = 4366.00 \text{ N.M}$$

$$M_{u_a} = -7234.00 \text{ N.M}$$



- **Effort tranchant :**

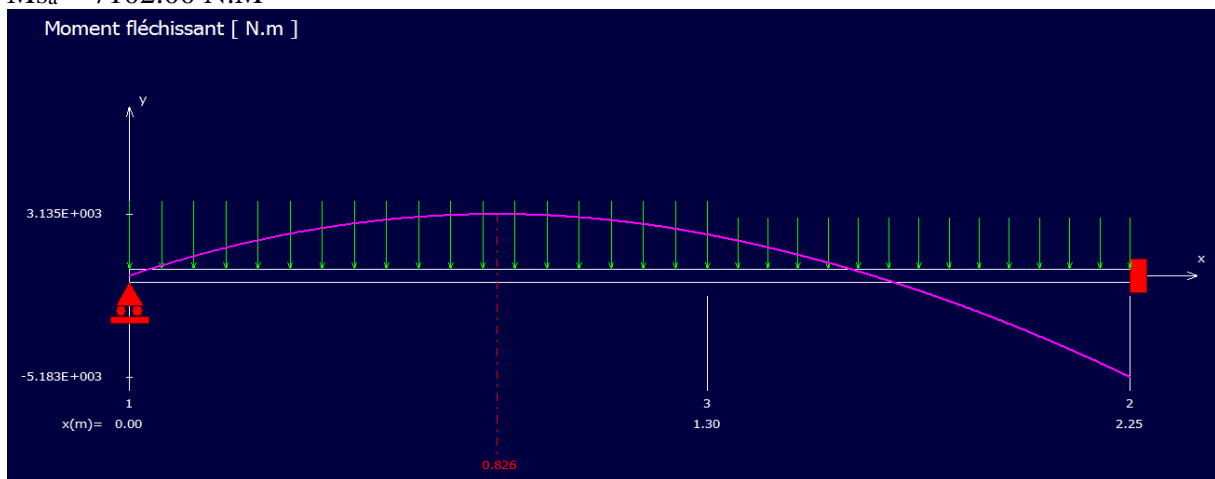
$$T_u = 15290 \text{ N}$$



- ✓ **E.L.S:**
- ✓ **Moment fléchissant :**

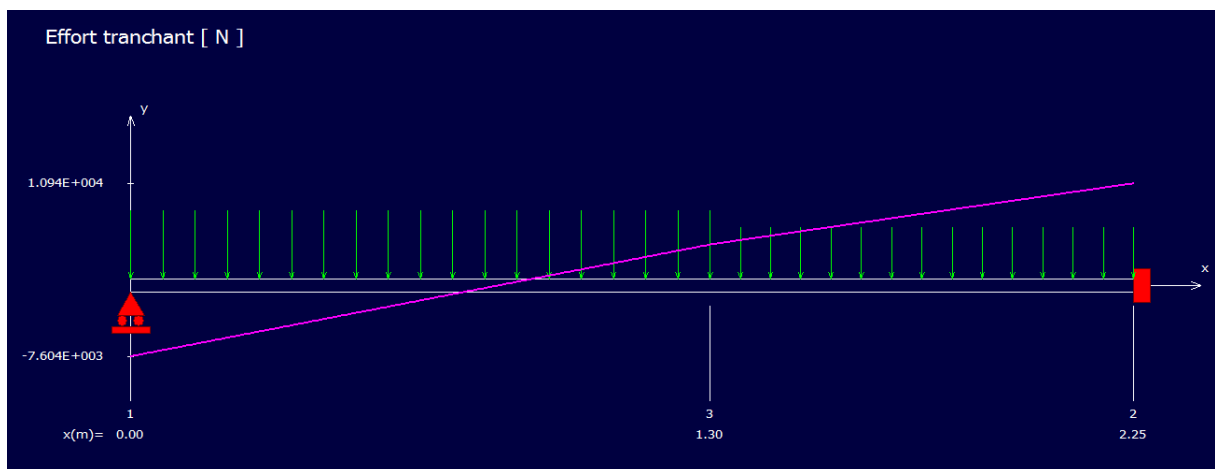
$M_{St} = 4337.00 \text{ N.M}$

$M_{Sa} = 7102.00 \text{ N.M}$



- **Effort tranchant :**

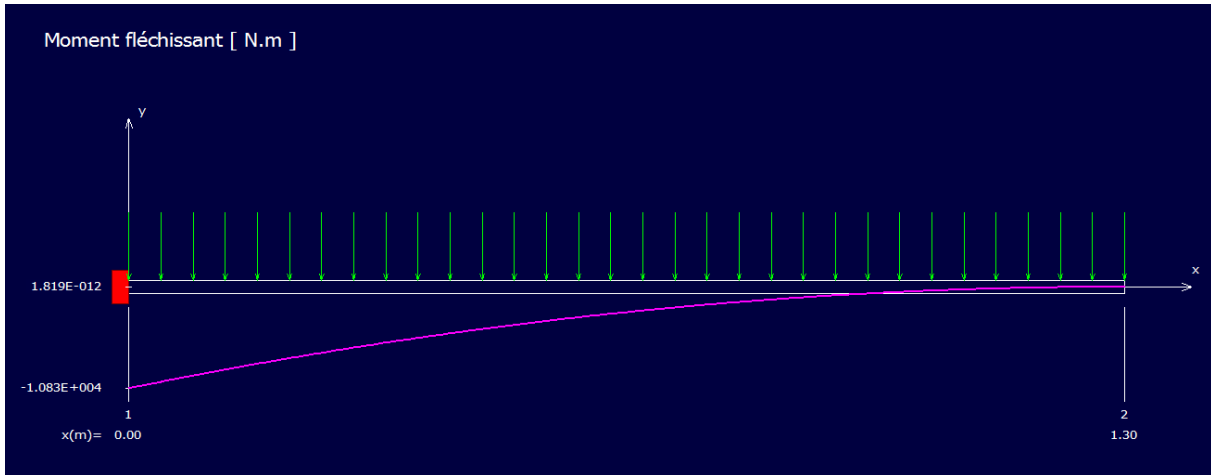
$T_s = 10940 \text{ N}$



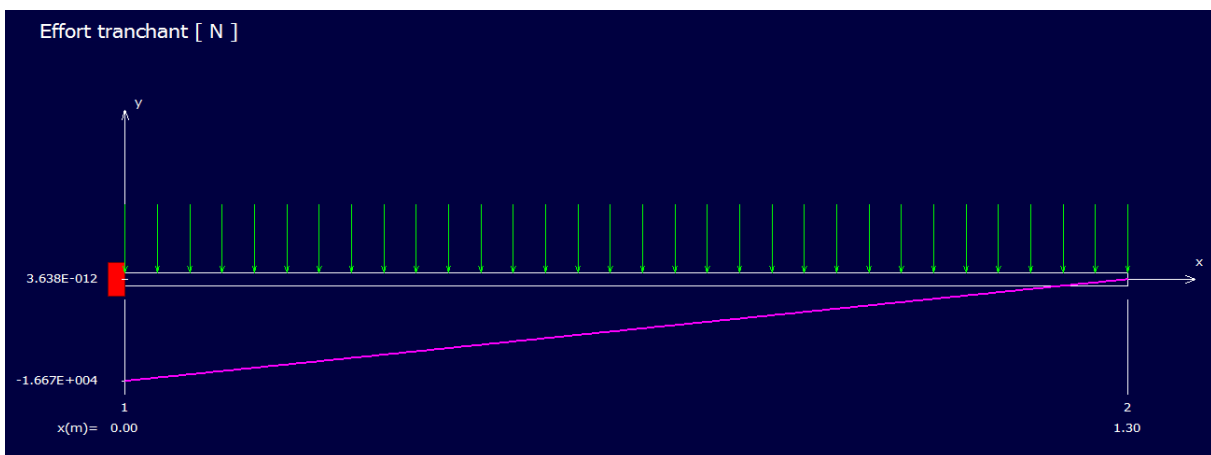
Cage d'escalier N° 02

- ✓ **E.L.U :**

$M_{ut} = 10830 \text{ N}$

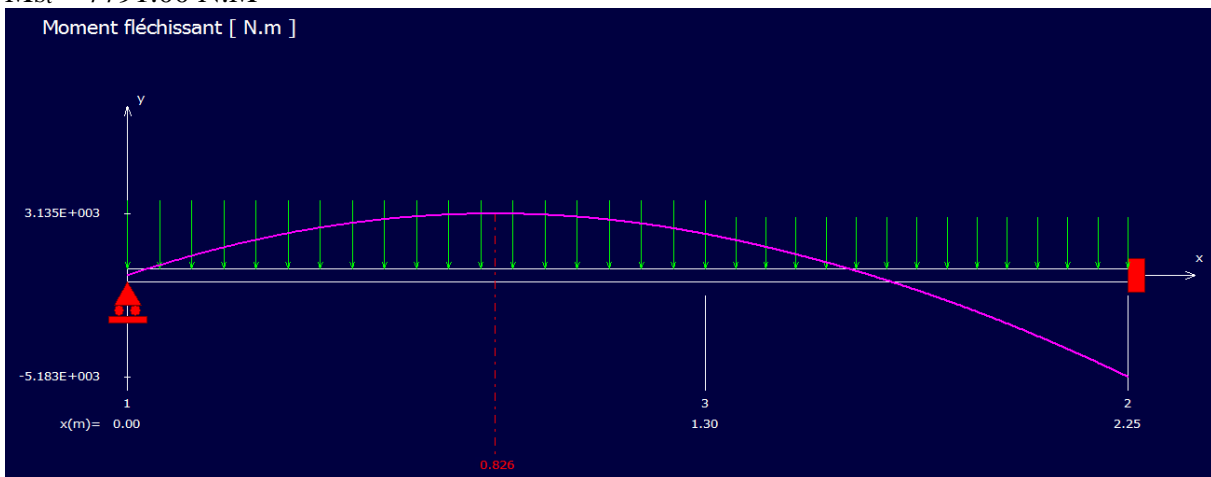


$T_u = 16670 \text{ N}$

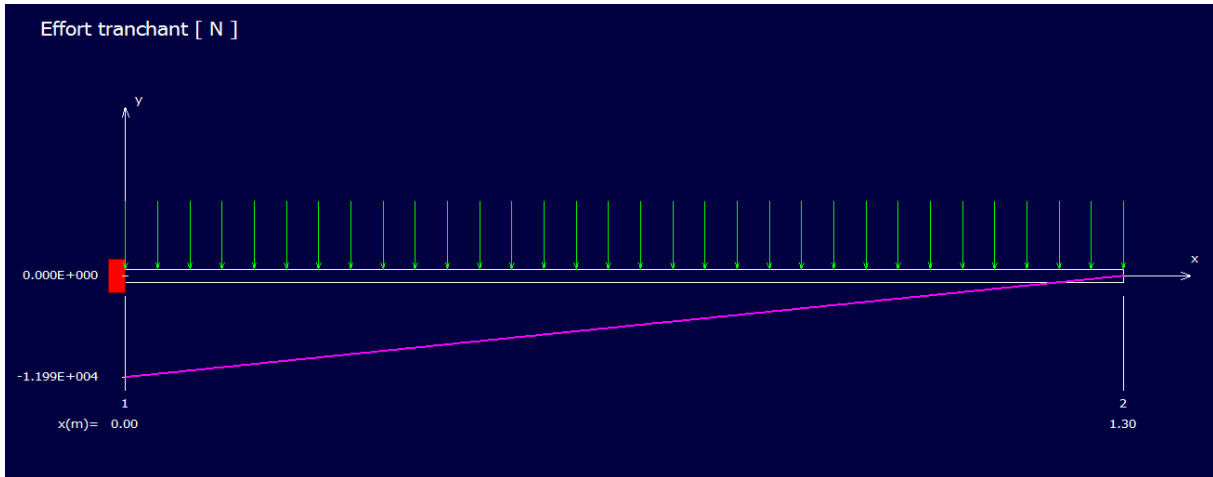


- ✓ **E.L.S:**
- ✓ **Moment fléchissant :**

$M_{St} = 7791.00 \text{ N.M}$



$T_u = 11990.00 \text{ N}$



Pour :

- ▶ Une épaisseur $e = 0.12$ m
- ▶ Une bande de largeur $b = 1$ m
- Hauteur utile $d = 0.9 \times e = 0.108$ m

Ferraillage de cage d'escalier N° 01 :

- ▶ **Ferraillage longitudinal :**
- ▶ **Ferraillage en travée**

ELU

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, donc le ferraillage se fait en fissuration peu nuisible.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u t}{b d^2 f_{bu}} = 0.026$$

$0.026 < 0.186 \Rightarrow$ section sans armatures comprimées

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.032$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.106$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 1.184 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

ELS :

$$M_a^{\text{ser}} = 4337.00 \text{ N.m}$$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- Flexion simple.} \\ \text{- Section rectangulaire.} \\ \text{- Acier FeE 400.} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ donc } \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4366}{4337} = 1.007$$

$$\alpha < 0,0.2535 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Alors les armatures calculées à l'ELU conviennent.

► **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 b d (f_{t28}/f_e) = 0.23 \times 1 \times 0.108 \times 2.1/400 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{s \text{ min}}$ donc la condition est vérifiée

Soit : **4HA10** ($A_s = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

► **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

► **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **4HA10** ($A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$) ; soit : **S_t = 25cm**

► **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{10.940}{1000 \times 0.0108} = 1.013 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Ferraillage en appuis :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, donc le ferraillage se fait en fissuration peu nuisible.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u a}{b d^2 f_{bu}} = 0.044$$

$0.044 < 0.186 \Rightarrow$ section sans armatures comprimées

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.056$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.106$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 1.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

ELS :

$$M_a^{\text{ser}} = 70102.00 \text{ N.m}$$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- Flexion simple.} \\ \text{- Section rectangulaire.} \\ \text{- Acier FeE 400.} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ donc } \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7234}{7102} = 1.02$$

$$\alpha < 0,260 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Alors les armatures calculées à l'ELU conviennent.

► **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 b d (f_{t28}/f_e) = 0.23 \times 1 \times 0.108 \times 2.1/400 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{s \text{ min}}$ donc la condition est vérifiée

Soit : **4HA10** ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

► **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

► **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA10** ($A_r = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; soit : **S_t = 25cm**

► **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{10.940}{1000 \times 0.108} = 1.013 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Ferraillage de cage d'escalier N° 02 :

► **Ferraillage longitudinal :**

► **Ferraillage en travée**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, donc le ferrailage se fait en fissuration peu nuisible.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.066$$

$0.066 < 0.186 \Rightarrow$ section sans armatures comprimées

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.085$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.104$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 2.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

ELS :

$$M_a^{\text{ser}} = 7791.00 \text{ N.m}$$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- Flexion simple.} \\ \text{- Section rectangulaire.} \\ \text{- Acier FeE 400.} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ donc } \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10830.00}{7791.00} = 1.39$$

$$\alpha < 0,445 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Alors les armatures calculées à l'ELU conviennent.

► **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 b d (f_{28}/f_e) = 0.23 \times 1 \times 0.108 \times 2.1/400 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{s \text{ min}}$ donc la condition est vérifié

Soit : **4HA10** ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

► **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

► **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA10** ($A_r = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; soit : **S_t = 25cm**

► **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{11.990}{1000 \times 0.0108} = 1.11\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

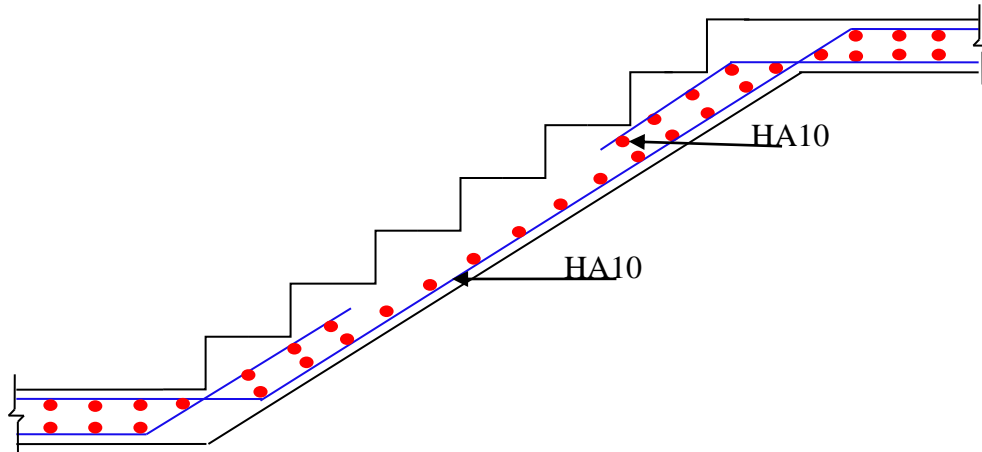


Fig.III.19 Ferrailage de l'escalier

III.4. Etude de la dalle pleine :

III.4.1. Introduction :

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a deux types de dalle :

- Dalles appuyées sur 02 appuis.
- Dalles appuyées sur 04 appuis.

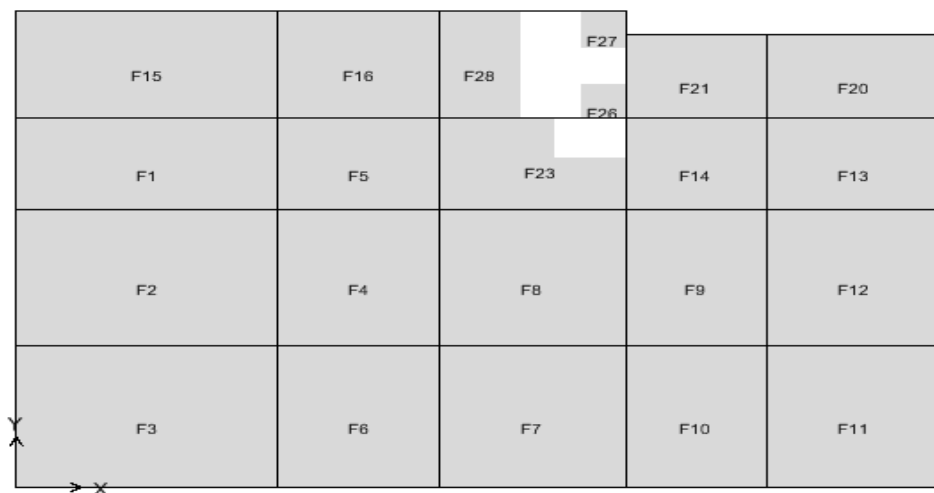


Fig. III.20 La position des dalles

III.4.2. Méthode de calcul :

On adopte la méthode de BARES qui est basée sur la résolution de l'équation de Lagrange, qui elle-même déduit de la méthode des bandes élastiques.

Hypothèse de la méthode :

- Les matériaux constituant la dalle sont parfaitement élastiques ;
- Le matériau est homogène et isotrope ;
- L'épaisseur de la dalle est faible par rapport aux dimensions en plan ;
- La dalle est infiniment rigide dans son plan ;
- Les sections planes restent planes après la déformation ;
- Les déplacements sont faibles.

Principe de la méthode :

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = \frac{l_x}{l_y}, \alpha \leq 1$) mesurés entre nus d'appuis

(avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y . Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 2$

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis en procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenue de l'encastrement crée par la liaison plancher voile).

Etape de calcul :

- Calcul des moments isostatiques :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$: Moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: Moment dans le sens de la grande portée.

- Ventilation des moments isostatiques :

Selon le BAEL : on doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0$$

Avec :

M_t : moment en travée.

M_0 : moment maximal calculé à la 1^{ère} étape.

M_e, M_w : moments absolus à gauche et à droite de l'appui

On prend :

$M_e = 0.3 M_0$: appui de rive.

$M_e = 0.5 M_0$: appui intermédiaire

$M_t = 0.85 M_0$: travée de rive.

$M_t = 0.75 M_0$: travée intermédiaire.

III.4.3. Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé de la dalle D4

Evaluation des charges :

$$G = 538 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 951.30 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 688.00 \text{ Kg/m}^2.$$

Calcul des moments fléchissant :

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

a) l'ELU : $v = 0$

$$\alpha = \frac{7.8}{5.4} = 1.44 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau de Barres :

$$\mu_x = 0.037$$

$$\mu_y = 1.00$$

D'où :

Les moments pour les deux bandes de largeur sont:

$$M_{0x} = 0.037 \times 951.30 \times 7.8^2 = 21.4145 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 1 \times 21.4145 = 21.4145 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 18.20 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axg} = 0.30 \times M_{0x} = 6.42 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axd} = 0.50 \times M_{0x} = 10.70 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 18.20 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayg} = 0.30 \times M_{0y} = 6.42 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayd} = 0.50 \times M_{0y} = 10.70 \text{ KN.m/ml}$$

Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

$$M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 2.00 \text{ KN.m/ml}$$

Ferraillage :

	Dans le sens (x x')			Dans le sens (y y')		
	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée
M_u (KN.m)	6.42	10.70	18.20	6.42	10.70	18.20
μ	0.022	0.036	0.062	0.022	0.036	0.062
α	0.028	0.046	0.080	0.028	0.046	0.080
Z (m)	0.0142	0.0141	0.139	0.0142	0.0141	0.139
A_s (cm ² /ml)	1.30	2.183	3.765	1.30	2.183	3.765
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
Choix	4HA10	4HA10	4HA12	4HA10	4HA10	4HA12
A_s Choix (cm ² /ml)	3.14	3.14	4.52	3.14	3.14	4.52

Tab.III.5 Ferraillage de la dalle f3 à L'ELU

b) P'ELS : $v = 2$

Prendre fissuration préjudiciable

$$\alpha = 1.44 \Rightarrow \mu_x = 0.044$$

$$\mu_y = 1.00$$

Les moments pour les deux bandes de largeur sont:

$$M_{0x} = 0.044 \times 688.00 \times 7.8^2 = 18.41 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 1 \times 18.41 = 18.41 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 15.65 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axg} = 0.30 \times M_{0x} = 5.52 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axd} = 0.50 \times M_{0x} = 9.20 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 15.65 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayg} = 0.30 \times M_{0x} = 5.52 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayd} = 0.50 \times M_{0x} = 9.20 \text{ KN.m/ml}$$

Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

$$M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 2.09 \text{ KN.m/ml}$$

Ferraillage :

	Dans le sens (x x')			Dans le sens (y y')		
	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée
M_{ser} (kN.m)	5.52	9.20	15.65	2.95	4.92	4.08
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63
d (m)	0.144	0.144	0.144	0.144	0.144	0.144
Z (m)	0.14	0.14	0.14	0.119	0.119	0.119
M_1 (KN.m)	68	68	68	68	68	68
A_s (cm ² /ml)	1.13	1.89	3.22	1.61	2.68	2.22
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	1.74	1.74	1.74	1.93	1.93	1.93
choix	4HA10	4HA10	4HA12	4HA10	4HA10	4HA12
A_s Choix (cm ² /ml)	3.14	3.14	4.52	3.14	3.14	4.52

Tab.III.6 Ferraillage de la dalle F3 à L'ELS

III.4.4. Vérification à l'effort tranchant

La dalle est réalisée sans reprise de bétonnage

$$\tau_u \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} = 17.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{37.10}{1000 \times 0.0144} = 0.20 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{vérifiée}$$

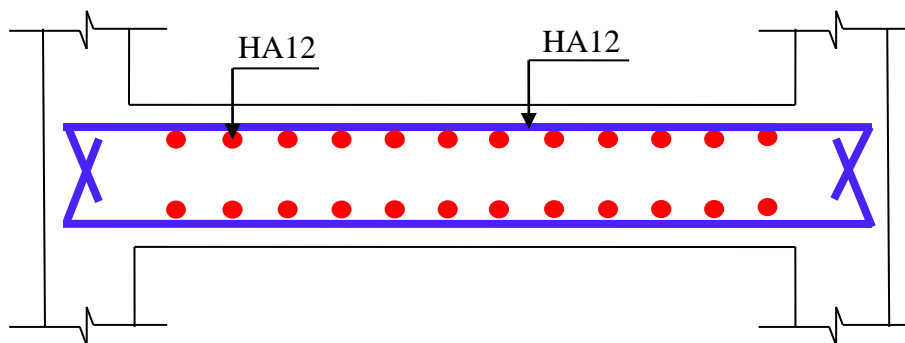
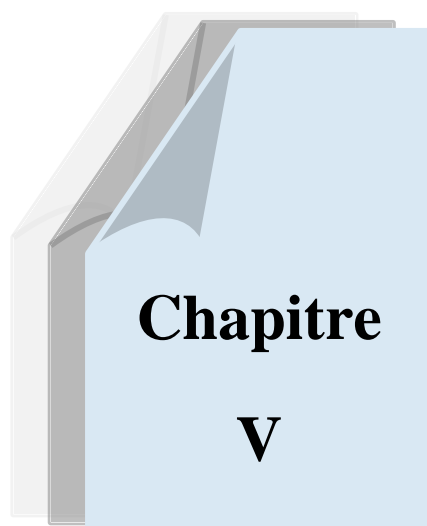


Fig. III.21 Schéma de ferrailage de la dalle F3



ETUDE SISMIQUE

ETUDE SISMIQUE

V.1 Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

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

V.2 Choix de la méthode de calcul :

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

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.1 Méthode statique équivalente :

V.2.1.1 Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

V.2.1.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

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

Zone I :

- Tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

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

V.2.2 Les Méthodes Dynamiques :

V.2.2.1 La méthode d'analyse modale spectrale :

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

V.2.2.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale**.

V.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'Alger donc en zone III.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.4.2 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charges 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.).

V.4.3 Modélisation :

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) ddl (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

V.4.4 Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

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

R : coefficient de comportement.

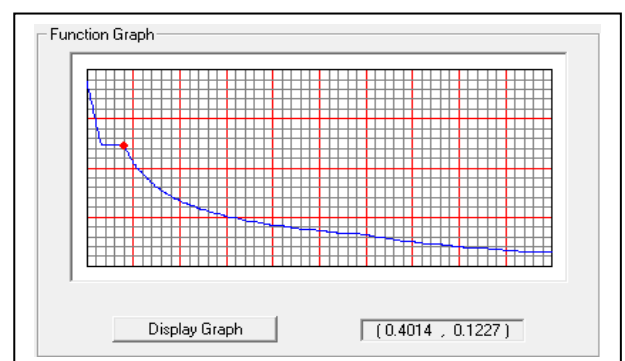


Fig. V.22. Spectre de réponse

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003

Dans notre cas $\zeta = 7\%$ $\Rightarrow \eta = 0,88$

A = 0,25 (tableau 4.1 RPA 99 / version 2003)

R = 5 mixte Portiques (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003)

T₁ = 0,15 sec (tableau 4.7 RPA 99 / version 2003)

T₂ = 0,50 sec

Q = 1,25

Conditions minimales sur les files de contreventement	Observé	0
Redondance en plan	Observé	0
Régularité en plan	N/Observé	0,05
Régularité en élévation	N/Observé	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	N/Observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	N/Observé	0,1

V.4.5 Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

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

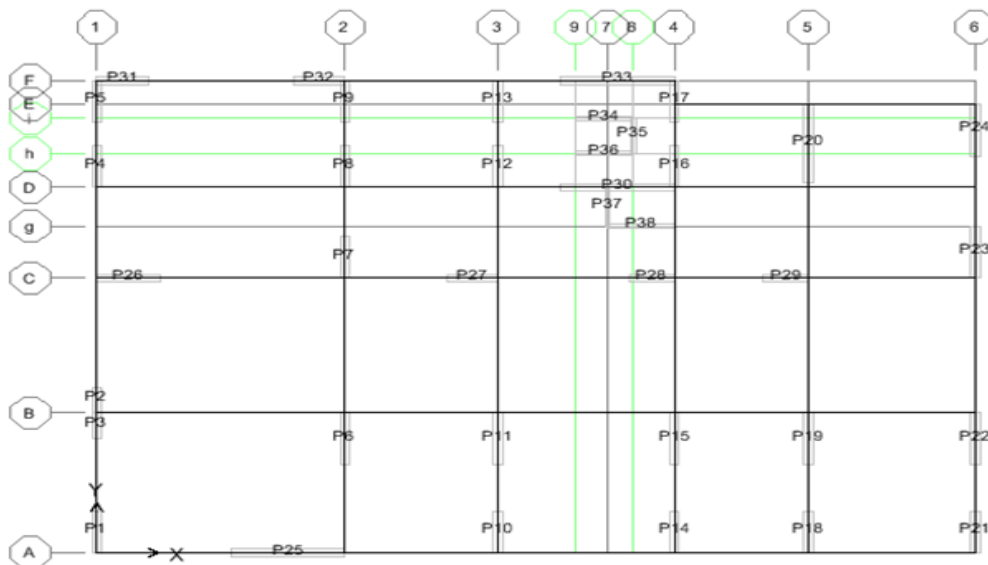
- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

V.4.6.1 Analyse de la structure :

Variante initiale :

La structure initiale conçue par le bureau d'étude est présentée dans les figures suivantes :



Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Modes propres, Périodes propres et Masses effectives							
Modes	Périodes (S)	Masses effectives					
		U_x	U_y	θ_z	ΣU_x	ΣU_y	$\Sigma \theta_z$
1	1.223524	23.596604	1.887421	0	-62.509841	745.249989	83.363138
2	0.964331	-7.706554	11.593867	0	-374.077381	-248.205625	209.205482
3	0.959672	1.907186	21.620248	0	-690.434299	66.873584	-122.868105
4	0.35837	-9.330963	-0.43699	0	12.357544	-8.872445	-37.837814
5	0.270319	-3.61011	-5.106084	0	13.371554	-13.932007	88.990586
6	0.25969	2.027427	-10.015299	0	38.741406	5.70435	-47.719838
7	0.17439	-5.48957	-0.028837	0	-0.58984	-34.875445	-25.075706
8	0.1292	-2.22922	-3.820157	0	20.213035	-13.896621	42.235429
9	0.122011	-1.746631	4.585837	0	-24.553984	-10.63369	37.952999
10	0.1041	-3.850802	0.071258	0	1.563653	-9.581436	-19.55619
11	0.078823	-1.323803	-3.419709	0	7.86421	-3.900559	19.331853
12	0.072924	1.818805	-2.208468	0	5.962899	5.440826	-33.861501

Tab. V.7 Modes propres, Périodes propres et Masses effectives
(Structure initiale)

Pour les trois premiers modes fondamentaux, il y a un couplage entre les degrés de liberté de translation (U_x , U_y) et le degré de liberté de torsion θ_z , ce qui a engendré des efforts supplémentaires dus à la torsion dans les éléments résistants.

Conclusion :

On constate que dans cette dernière disposition des voiles la torsion θ_z a diminué ce qui engendre la diminution de la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion.

Donc on garde cette dernière variante pour le reste de cette étude.

Les déplacements maximaux :

Les déplacements sont maximums au dernier niveau et les résultats en déplacements (translation et torsion) sont donnés dans le tableau suivant :

- Translation : (cm) ;
- Rotation : (rad. 10^{-3})

Direction	3DDL					
	U_x	U_y	U_z	R_x	R_y	R_z
Déplacement	3.66	2.43	0	0	0	0.21

Tab. V.8 Les déplacements maximaux

Les réactions à la base :

	F _x (kN)	F _y (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)
Ex	356.78	81.43	2340.24	10588.052
Ey	81.43	343.99	10224.698	2325.716

Tab. V.9 Les réactions à la base

V.4.6.2 Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :**a) Résultante des forces sismiques à la base V_t :**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V, soit : $V_t > 0.8 V$

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

Effort sismique dans le sens X, V_t = 356.78 KN

Effort sismique dans le sens Y, V_t = 343.99 KN

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.25$$

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

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

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 (RPA99)

Site : S3 (meuble) $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ sec}$

η : est donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$

ζ (%) : pourcentage d'amortissement critique est donné par le tableau 4.2 (RPA99)

Mixte portiques $\Rightarrow \zeta = 7 \%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88$$

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $h_N = 44.88$ m
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

D'où : $T = 0.05 \times 44.88^{3/4} = 0.866$ sec

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

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

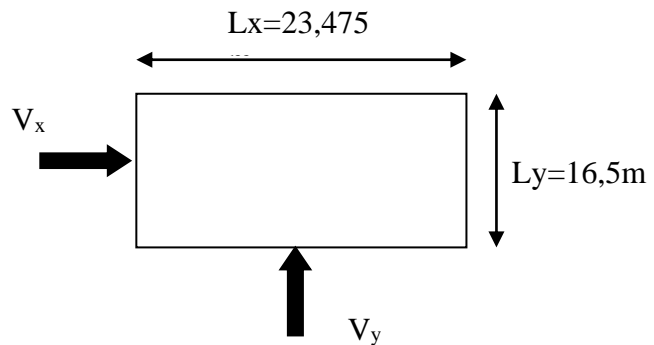
D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

► **Sens longitudinal :**

$$T_x = 0.09 \frac{44.88}{\sqrt{27.60}} = 0,769 \text{ sec}$$

► **Sens transversal :**

$$T_y = 0.09 \frac{44.88}{\sqrt{18.20}} = 0,946 \text{ sec}$$



Le même article (4.2.4) stipule de prendre la valeur la plus petite entre les deux pour chaque direction de calcul considérée :

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Sens longitudinal : } T_x = 0.769 \text{ sec} & (T_2 \leq T_x \leq 3,0) \\ \text{Sens transversal : } T_y = 0.945 \text{ sec} & (T_2 \leq T_y \leq 3,0) \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,769} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,649 \\ D_y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,946} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,435 \end{cases}$$

• R : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)
Mixte portiques $\Rightarrow R = 5$

- Q : facteur de qualité, donné par la formule (4-4) : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q , donnée par le tableau 4.4 (RPA99)

D'où, $Q = 1,25$

- **W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule (4-5):

$$W = \sum_1^{13} W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

Poids total du bâtiment : $W = 8178.448 \text{ t}$ (d'après l'etabs)

$$V_x = \frac{0.25 \cdot 1.649 \cdot 1.25}{5} \cdot 8178.488 = 842.891 \text{ t} = 8428.91 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.25 \cdot 1.435 \cdot 1.25}{5} \cdot 8178.488 = 733.508 \text{ t} = 7335.08 \text{ KN}$$

D'où :

	V_t (t)	V (t)	80% V	$0.8V < V_t$
Sens X	842.891	356.78	285.424	vérifie
Sens Y	733.508	343.99	275.192	vérifie

Tab. V.10 Résultante des forces sismiques à la base

b) période fondamentale :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (ETABS), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale $T_{dyn,y} = T_{dyn,x} = 1.22 \text{ sec}$

Une période empirique : $T_y = 0.946 \text{ sec.}$

$T_x = 0,769 \text{ sec.}$

Nous avons:

$$1.3 \times T_y = 1.22 = T_{dyn,y} = 1.22 \text{ sec}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

c) Stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$



La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4, 2,5 RPA 99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

On a : $T = 1.22 > 0,7 \Rightarrow F_t = 0.07 \times 1.22 \times 3567.8 = 304.69 \text{ KN}$

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

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

F_i : force horizontale revenant au niveau i.

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

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

On a :

$$V_{t,x} = 356.78 \text{ t} \quad V_{t,y} = 343.99 \text{ t}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

niveau	W_i (t)	H_i (m)	$W_i \times H_i$	F_x (t.m)	F_y (t.m)
14 ^{èm} étage	534.695	44.88	23997.1116	6.21708823	4.6905657
13 ^{èm} étage	580.946	41.82	24295.1617	6.29430602	4.7488237
12 ^{èm} étage	580.946	38.76	22517.467	5.83374704	4.40134879
11 ^{èm} étage	580.946	35.7	20739.7722	5.37318806	4.05387389
10 ^{èm} étage	580.946	32.64	18962.0774	4.91262909	3.70639898
9 ^{èm} étage	580.946	29.58	17184.3827	4.45207011	3.35892408
8 ^{èm} étage	580.946	26.52	15406.6879	3.99151113	3.01144917
7 ^{èm} étage	580.946	23.46	13628.9932	3.53095216	2.66397427
6 ^{èm} étage	580.946	20.4	11851.2984	3.07039318	2.31649936
5 ^{èm} étage	580.946	17.34	10073.6036	2.6098342	1.96902446
4 ^{èm} étage	580.946	14.28	8295.90888	2.14927522	1.62154956
3 ^{èm} étage	580.946	11.22	6518.21412	1.68871625	1.27407465
2 ^{èm} étage	606.851	8.16	4951.90416	1.28292211	0.96791781
1 ^{er} étage	646.496	4.08	2637.70368	0.6833671	0.51557548
RDC	534.695	44.88	23997.1116	6.21708823	4.6905657
Somme			201060.287		

Tab. V.11 distribution des forces sismiques du bloc

- **Sens longitudinal :**

$$M_{\text{resi}} = W \times L_x / 2 = 81784.88 \times 27.60 / 2 = 1128631.344 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{renv } x} = \sum F_i \cdot Z_i = 161170.74 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{résist}}}{M_{\text{renver}}} = \frac{1128631.344}{161170.74} = 7.00 > 1.5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$M_{\text{resi}} = W \times L_y / 2 = 81784.88 \times 18.20 / 2 = 744242.408 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{renv } y} = \sum F_i \cdot Z_i = 121597.43 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{résist}}}{M_{\text{renver}}} = \frac{744242.408}{121597.43} = 6.12 > 1.5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification des déplacements inter étages :

On note, pour chaque niveau k :

δ_k : représente le déplacement horizontal donné par la formule suivante

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec : **R** : coefficient de comportement

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Ces déplacements sont limités à la valeur : $\frac{H_{\text{étage}}}{100}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% $h_{\text{étage}}$ (cm)
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	
RDC	0,06	0,30	0,30	0,11	0,55	0,55	< 4.59
1 ^{er} étage	0,16	0,80	0,50	0,27	1,35	0,80	< 3.06
2 ^{em} étage	0,30	1,50	0,70	0,50	2,50	1,15	< 3.06
3 ^{em} étage	0,47	2,35	0,85	0,77	3,85	1,35	< 3.06
4 ^{em} étage	0,67	3,35	1,00	1,07	5,35	1,50	< 3.06
5 ^{em} étage	0,89	4,45	1,10	1,40	7,00	1,65	< 3.06
6 ^{em} étage	1,13	5,65	1,20	1,75	8,75	1,75	< 3.06
7 ^{em} étage	1,38	6,90	1,25	2,12	10,60	1,85	< 3.06
8 ^{em} étage	1,64	8,20	1,30	2,49	12,45	1,85	< 3.06
9 ^{em} étage	1,90	9,50	1,30	2,87	14,35	1,90	< 3.06
10 ^{em} étage	2,17	10,85	1,35	3,25	16,25	1,90	< 3.06
11 ^{em} étage	2,43	12,15	1,30	3,61	18,05	1,80	< 3.06
12 ^{em} étage	2,69	13,45	1,30	3,97	19,85	1,80	< 3.06

Tab. V.12 Déplacements inter étages dans les deux Sens

e) **Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du second ordre dus aux forces de gravité peuvent être négligés si, à chaque niveau (n), la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$$

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

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Niveau	Pk (KN)	hk(m)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			Δ_k (cm)	V_x (KN)	θ	Δ_k (cm)	V_y (KN)	θ
RDC	4667,0	4.59	0,30	3568,55	0,0009	0,55	3059,11	0,0018
1 ^{er} étage	2752,0	3.06	0,50	3449,12	0,0013	0,80	2930,35	0,0025
2 ^{em} étage	2655,3	3.06	0,70	3335,62	0,0018	1,15	2824,50	0,0035
3 ^{em} étage	2568,3	3.06	0,85	3203,67	0,0022	1,35	2700,32	0,0042
4 ^{em} étage	2568,3	3.06	1,00	3055,34	0,0027	1,50	2551,70	0,0049
5 ^{em} étage	2489,1	3.06	1,10	2875,87	0,0031	1,65	2384,40	0,0056
6 ^{em} étage	2419,9	3.06	1,20	2673,61	0,0035	1,75	2211,65	0,0063
7 ^{em} étage	2419,9	3.06	1,25	2452,55	0,0040	1,85	2027,23	0,0072
8 ^{em} étage	2358,3	3.06	1,30	2197,43	0,0046	1,85	1827,31	0,0078
9 ^{em} étage	2306,7	3.06	1,30	1906,87	0,0051	1,90	1606,35	0,0089
10 ^{em} étage	2306,7	3.06	1,35	1585,39	0,0064	1,90	1345,98	0,0106
11 ^{em} étage	2303,9	3.06	1,30	1209,31	0,0081	1,80	1034,88	0,0131
12 ^{em} étage	2374,9	3.06	1,30	713,84	0,0141	1,80	624,42	0,0224

Tab. V.13 Effets du second ordre dans les deux Sens

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : $\theta < 0.10 \Rightarrow$ **l'effet du second ordre est négligé**

f) Justification de l'interaction portiques-voiles :

Pour la justification de l'interaction portiques – voiles, on doit vérifier :

- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
 - Les sollicitations verticales totales de la structure : 61247.56 KN
 - Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 11738.20 KN

$$\frac{11738.20}{61247.56} = 0.1916 \quad \text{Donc : 19.16 \%} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage. (Les valeurs de logiciel ETABS)

Suivant X :

- L'effort tranchant total à la base 3482.08 KN
- L'effort tranchant à la base repris par les portiques 892.77 KN

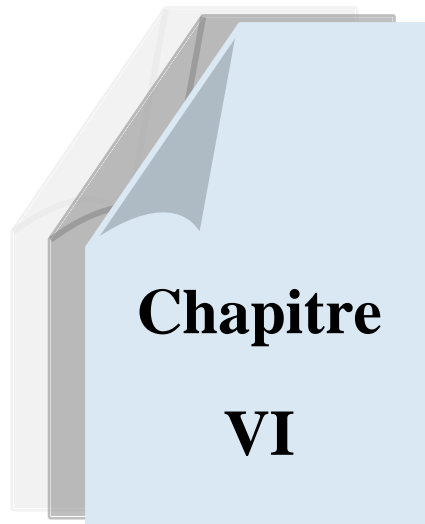
$$\frac{892.77}{3482.08} = 0.2563 \quad \text{Donc : 25.63 \%} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Suivant Y :

- L'effort tranchant total à la base 3096.94 KN
- L'effort tranchant à la base repris par les portiques 854.14 KN

$$\frac{854.14}{3096.94} = 0.2758 \quad \text{Donc : 27.58 \%} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Les conditions de l'interaction portiques – voiles sont vérifiées.



*FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX*

FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. Ferrailage des poutres :

VI.1.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.1.2. Recommandation des RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6 % en zone recouvrement.

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 appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 50Φ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

Le schéma ci-dessous montre l'emplacement des poutres porteuses et des poutres secondaires dans notre structure.



Fig.VI.23 les poutres noyées (22x30) cm

VI.1.3. Exemple de calcul :

VI.1.3.1. Ferrailage longitudinal :

a) Ferrailage en travées : (situation durable) ELU

$B = 30 \times 22 \text{ cm}^2$; $f_{e} = 400 \text{ MPa}$;

$M_{ult} = 54.07 \text{ KN.m}$ (ETABS V 9.0.7)

$M_{ser} = 11.40 \text{ KN.m}$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\alpha_c = 0,4399$$

$$\mu_c = 0,2900$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.324$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.508$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.158 \text{ m.}$$

$$\epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = f(\epsilon_s) = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$A_s = 9.83 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **4HA16 + 2 HA12 Soit $A_s = 10.30 \text{ cm}^2$.**

b) Ferrailage sur appui : (situation accidentelle) G+Q+E_y

$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$

$M_{max} = 54.28 \text{ KN.m}$, (ETABS V 9.0.7)

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.250$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.366$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.169 \text{ m.}$$

$$\epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = f(\epsilon_s) = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$A_s = 9.23 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **4HA16 + 2 HA12 Soit $A_s = 10.30 \text{ cm}^2$.**

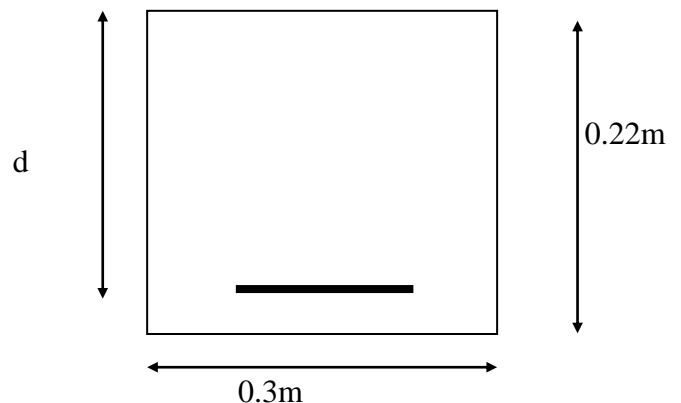


Fig.VI.24 La section d'une poutre Longitudinale.

VI.1.3.2. Vérification nécessaire pour les poutres :

a/ La condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 0.72 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b/ Pourcentage exigé par le RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot (30 \times 22) = 3.30 \text{ cm}^2.$$

On remarque que A_{\min} est inférieure à la section calculée précédemment en travée

Donc : on adopte A_{cal} .

Choix des barres : **4HA16 + 2 HA12 Soit $A_s = 10.30 \text{ cm}^2$**

VI.2.3.3. Armatures transversales : (la contrainte tangentielle)

$$V_u^{\text{Max}} = 26.40 \text{ KN} \quad (\text{ETABS V 9.0.7})$$

$$\tau_u^{\text{max}} = \frac{V_u}{b_0 d} = 0.444 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.27 f_{c28} / \gamma_b ; 7 \text{MPa}) = 4.5 \text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u^{\text{Max}} < \bar{\tau} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Disposition constructive :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_L) = 6.00 \text{cm.}$$

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{cm})$$

$$S_t \leq \min (0.36; 40 \text{cm}) \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

Section minimale des armatures transversales

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$$

$$A_t = 0.3 \text{ cm}^2$$

VI.1.3.4. Condition exigée par le RPA99 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 0.10 \times 0.30 = 0.54 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone nodale})$$

$$A_t = 0.003 \times 0.15 \times 0.30 = 1.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone courante})$$

Soit 1 cadre de HA8 + un étrier de HA8 = 2.01 cm².

Résumé :

- Armatures longitudinales en travée : 4HA16 + 2HA12 (principale)
- Armatures longitudinales sur appuis : 4HA16 + 2HA12 (principale)

- Espacement de : 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.
- Longueur de recouvrement $L = 0.8m$.
- Armatures transversales : un cadre + un étrier de HA8.

Poutres (30x 22) :

	Section (cm ²)	A _s calculé (cm ²)	A _s RPA (cm ²)	Choix des barres	A _s choisie (cm ²)
Sur appui	30 x 22	9.83	3.30	4HA16 2HA12	10.30
En travée		9.23	3.30	4HA16 2HA12	10.30

Tab .VI .14 ferrailage des poutres

Schémas de ferrailage :

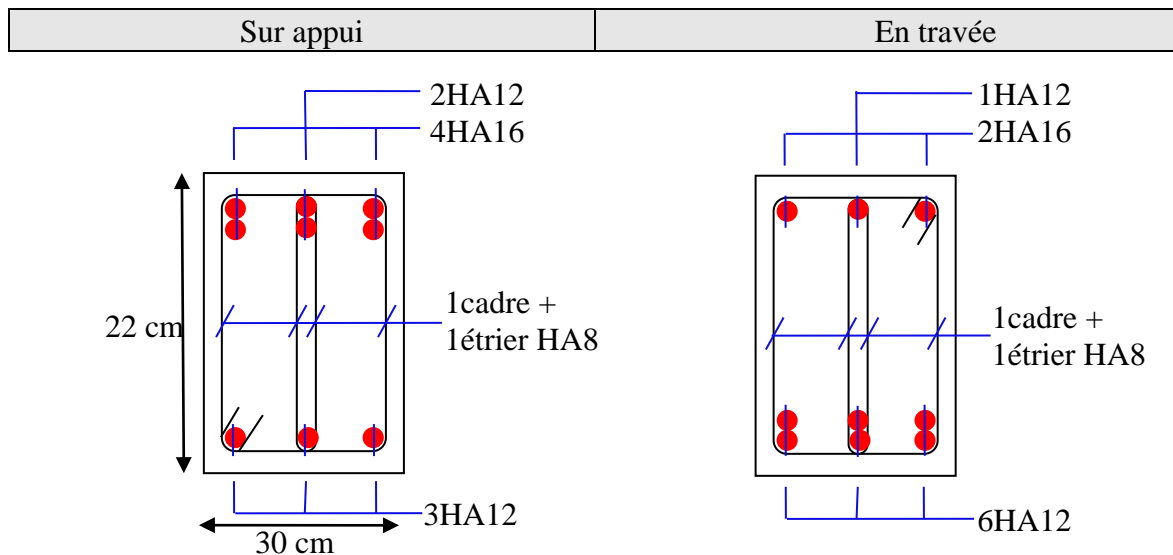


Fig.VI.25 Ferrailage des poutres (30×22)

VI.2. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

VI.2.1. Appui de rive :

a. Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifiée que :

$$A_s \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_c}$$

$$9.23 \cdot 10^{-4} \geq 2.64 \times 1.15 / 400 = 0.7 \times 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

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

$$a = L_a - 2 \text{ cm}$$

L_a = longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit.

$$L_a = 1_s - 24.69\Phi_1$$

Φ_1 : Armatures longitudinales.

1_s : Longueur de scellement droit.

$$1_s = 35\Phi_1 \text{ (fe E400, } \psi_s = 1.5, f_{c28} = 25 \text{ MPa)}$$

$$L_a = (35 - 24.69) 1.2 = 12.37 \text{ cm}$$

$$L_{a,min} = r + 0.5\Phi_1$$

$$r = 5.5\Phi_1$$

$$L_{a,min} = 6 \times 1.2 = 7.2 \text{ cm}$$

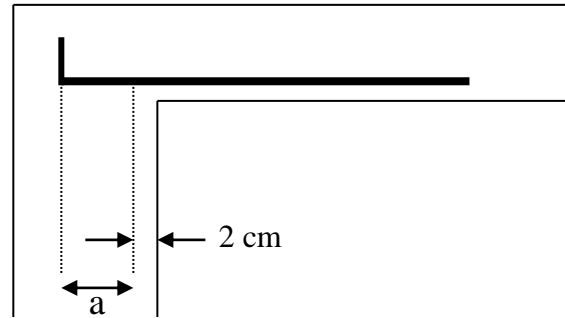
$$a = 12.37 - 2 = 10.37 \text{ cm}$$

La longueur d'appui «a» doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3.75 \times V_u}{b \times f_e} \leq a \leq 0.9 \times d$$

$$0.243 \text{ cm} \leq a = 10.37 \text{ cm} \leq 36.45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_u = 0.0778 \text{ MN} \leq 0.267 \times 0.1037 \times 0.3 \times 25 = 0.208 \text{ MN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



VI.2.2. Appui intermédiaire:

Puisque on a :

$$V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 0.295 \geq 0$$

On doit vérifiée :

$$A_{si} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9.d} \right]$$

$$A_{si} \geq 0.47 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3. Ferrailage des voiles :

VI.3.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

a) Aciers verticaux :

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.

1. 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.
2. 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.
3. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
4. 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).
5. A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b) Aciers horizontaux :

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{h_c}{2}; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

Zone I : RDC (épaisseur = 25 cm)

Zone II : 1^{er}-12^{ème} étage. (Épaisseur = 15 cm)

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

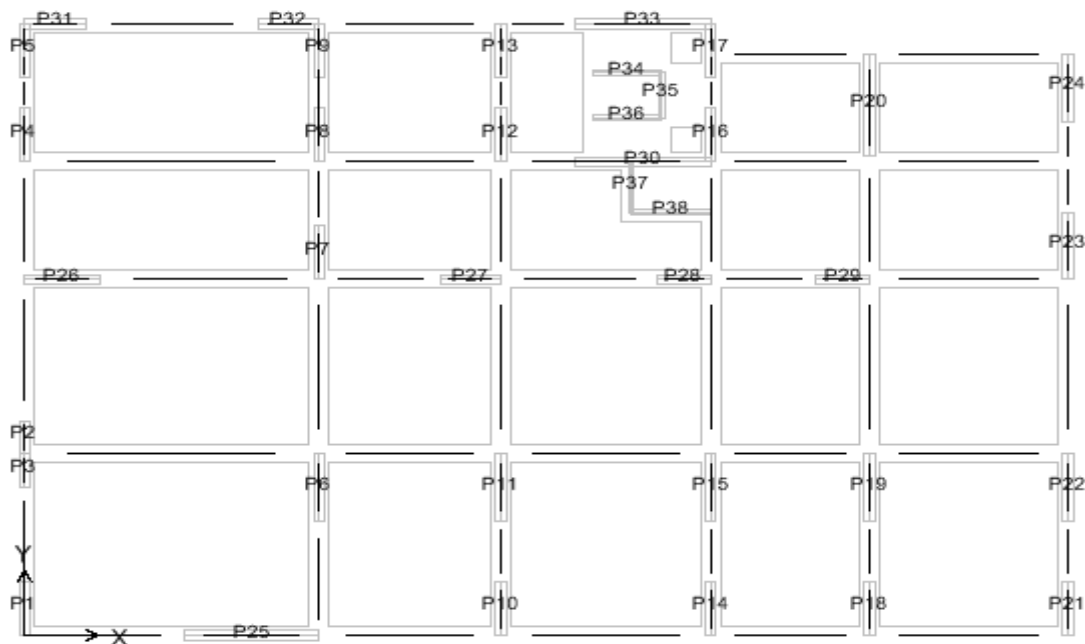


Fig.VI.26 Disposition des voiles

VI.3.2. Exemple de calcul :

a) Ferrailage vertical :

Nous proposons le calcul détaillé du voile P30 ($L = 3.60$ m) du RDC :

Détermination des sollicitations :

$$M_{\max} = 9327.04 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 4680.20 \text{ KN}$$

$$I = (0.30 \times 3.6^3) / 12 = 1.17 \text{ m}^4$$

$$v = h/2 = 1.80 \text{ m}$$

$$S = 1.08 \text{ m}^2$$

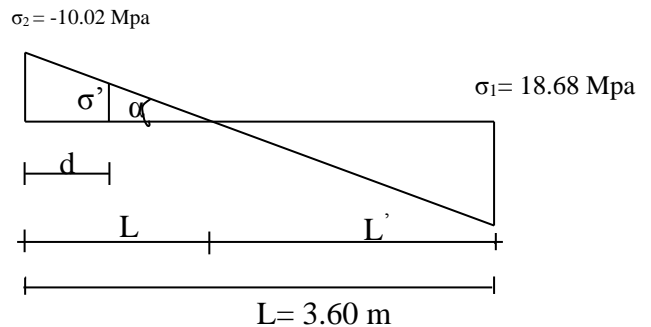
Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{4680.20}{1.08} + \frac{9327.04 \times 1.8}{1.17}$$

$$\sigma_1 = 18.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{4680.20}{1.08} - \frac{9327.04 \times 1.8}{1.17}$$

$$\sigma_2 = -10.02 \text{ Mpa}$$



Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3.60 \left(\frac{10.02}{18.68 + 10.02} \right) = 1.25 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3.60 - 1.25 = 2.35 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{3.60}{2}; \frac{2 \times 2.35}{3} \right) = 1.57 \text{ m} \quad \text{soit : } d = 1.57 \text{ m}$$

Calcul de σ_2' :

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t = 1.25 \text{ m}$)

$$I' = (0.30 \times 1.25^3) / 12 = 0.049 \text{ m}^4$$

$$v' = 1.215 / 2 = 0.625 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0.30 \times 1.25 = 0.375 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -1878.75 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 392.78 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0.20 \text{ m} \Rightarrow C \text{ le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section entre les}$$

deux traces des armatures \Rightarrow S.E.T (section entièrement comprimé).

Soit : $c = c' = 0.05 \text{ m}$

$$e_{a1} = d/2 - e_0 - c = 0.375 \text{ m}$$

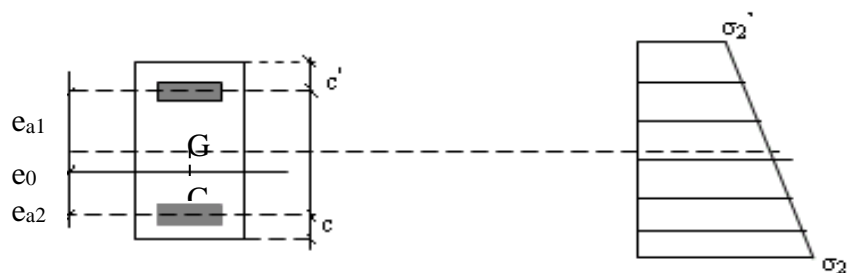
$$e_{a2} = d/2 + e_0 - c' = 0.775 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{N_1 e_2}{(e_1 + e_2) fe} = 31.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N_1 e_1}{(e_1 + e_2) fe} = 15.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 47.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 89.495 \text{ cm}^2 \text{ (section calculer par ETABS V 9.0.7)}$$



Armatures minimales exigées par le RPA 99/Version2003:

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 99/Version2003:

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.30 \times 1.25 = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 20.662 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 0.30 \times 3.60 = 11.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 1.875 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 47.00 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie :

$$A_s = 2 \times 5.81 \times (3.15/2) = 47.00 \text{ cm}^2. \text{ (Pour les 2 faces)}$$

Espacement :

$$\text{- En zone courante : } S_t \leq \min (1.5e; 30) = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t = 215 \text{ cm.}$$

$$\text{- En zone d'about : } S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$$

b) Ferrailage horizontal :

Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est } \tau_b = 1.4 \frac{V_u \text{ calcul}}{b_0 d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à la base du voile

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile = 0.9 h

h : Hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \overline{\tau_b}$

Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} k}{0.8 f_c}$$

$k=0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA 99/2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$0.15\% \text{ de la section du voile considérée si : } \tau_b \leq 0.025 f_{c28}.$$

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025f_{c28}$

Exemple de calcul :

Voile 1 :

$$\tau_b = 1.4 \frac{V_{u \text{ calcul}}}{b_0 d}$$

$$\tau_b = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \min (1.5 a; 30 \text{ cm}).$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.2 \times 0.25 \times 1.16}{0.8 \times 400}$$

$$A_t \geq 1.815 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Voile	A _t long	A _t hori	Choix (ml)	Choix (ml)	S _t
s/sol	89.495	20.457	T16	T12	15.00
Rdc					
1 étage					
2 étage					
3 étage					
4 étage					
5 étage	62.608	11.278	T14	T10	15.00
6 étage					
7 étage					
8 étage	54	7.50	T12	T10	15.00
9 étage					
10 étage					
11 étage					
12 étage					
13 étage					

Tab. VI.15 Ferrailage horizontal des voiles

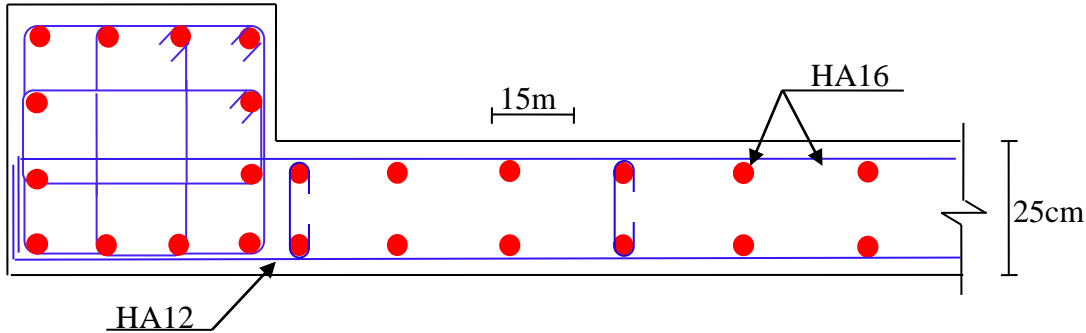
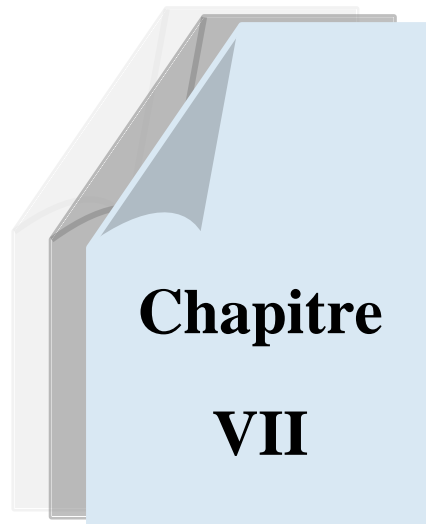


Fig.VI.27 Schéma de ferrailage du voileP25 de RDC



ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Etude du voile périphérique :

VII.1.1. Dimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur du voile périphérique = 4 m.

VII.1.2. Détermination des sollicitations:

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

$$Q = \frac{p_i \cdot h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot k_b.$$

$$K_b: \text{Coefficient de poussée } K_b = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

h : la hauteur totale du voile. $h = 4$ m.

γ_d : Poids spécifique du remblai $\gamma_d = 1.8$ t/m³.

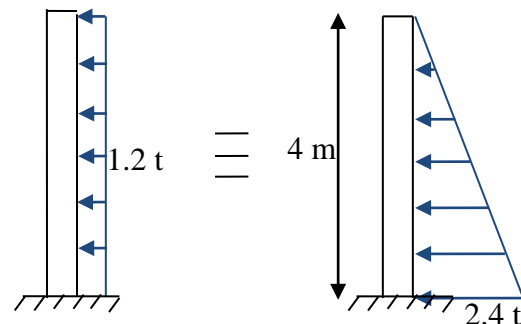
φ : Angle de frottement de remblai $\varphi = 30^\circ$.

$$K_b = 0.33$$

$$P_i = 2.4 \text{ t. (} h = 4 \text{ m)}$$

$$P_0 = 0 \text{ t (} h = 0 \text{ m)}$$

$$P_{\text{moy}} = (P_0 + P_i) / 2 = 1.2 \text{ t}$$



VII.1.3. Ferrailage du voile périphérique :

Le voile dans ce cas fonctionne comme une dalle pleine. Les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à la pression des terres.

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = l_x / l_y, \alpha \leq 1$) mesurés entre nus d'appuis (avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y . Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 2$



Etape de calcul :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$: Moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: Moment dans le sens de la grande portée.

On prend :

$M_e = 0.3 M_0$: appui de rive.

$M_e = 0.5 M_0$: appui intermédiaire

$M_t = 0.85 M_0$: travée de rive.

$M_t = 0.75 M_0$: travée intermédiaire.

Calcul des moments fléchissants

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

a) l'ELU : $v = 0$

$\alpha = \frac{4}{5} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

A partir du tableau de Barres :

$\mu_x = 0.0561$

$\mu_y = 0.5959$

D'où :

Les moments pour les deux bandes de largeur sont:

$M_{0x} = 0.0561 \times 1.2 \times 4^2 = 1.077 \text{ t.m/ml}$

$M_{0y} = 0.5959 \times 1.077 = 0.642 \text{ t.m/ml}$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.81 \text{ t.m/ml}$

$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.54 \text{ t.m/ml}$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.48 \text{ t.m/ml}$

$M_{ay} = 0.50 \times M_{0x} = 0.54 \text{ t.m/ml}$

Ferraillage :

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	5.4	8.1	5.4	4.8
μ	0.012	0.018	0.012	0.011
α	0.015	0.023	0.015	0.014
Z (m)	0.179	0.178	0.179	0.179
A_s (cm ² /ml)	0.87	1.31	0.87	0.77
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	2.42	2.42	2.42	2.42
A_s RPA (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
A_s Choix (cm ² /ml)	3.14	3.14	3.14	3.14
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tab.VII.16 Ferraillages des voiles périphériques à L'ELU

b) l'ELS : $v = 2$

$$\alpha = \frac{4}{5} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \square \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau de Barres :

$$\begin{aligned}\mu_x &= 0.0628 \\ \mu_y &= 0.7111\end{aligned}$$

D'où :

Les moments pour les deux bandes de largeur sont:

$$M_{0x} = 0.0628 \times 1.2 \times 4^2 = 1.206 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.7111 \times 1.206 = 0.857 \text{ t.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{lx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.910 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.603 \text{ t.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ly} = 0.75 \times M_{0y} = 0.643 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0x} = 0.603 \text{ t.m/ml}$$

Ferraillage :

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	6.03	12.06	6.03	6.43
μ	0.0131	0.0263	0.0131	0.014
α	0.0165	0.0333	0.0165	0.0176
Z (m)	0.178	0.156	0.178	0.178
A_s (cm ² /ml)	0.97	2.22	0.97	1.04
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	2.42	2.42	2.42	2.42
A_s RPA (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
A_s Choix (cm ² /ml)	3.14	3.14	3.14	3.14
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tab.VII.17 Ferraillages des voiles périphériques à L'ELS

VII.2. Etude des fondations :

VII.2.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.



- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.3.2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\%$).

La surface de la semelle est donnée par :

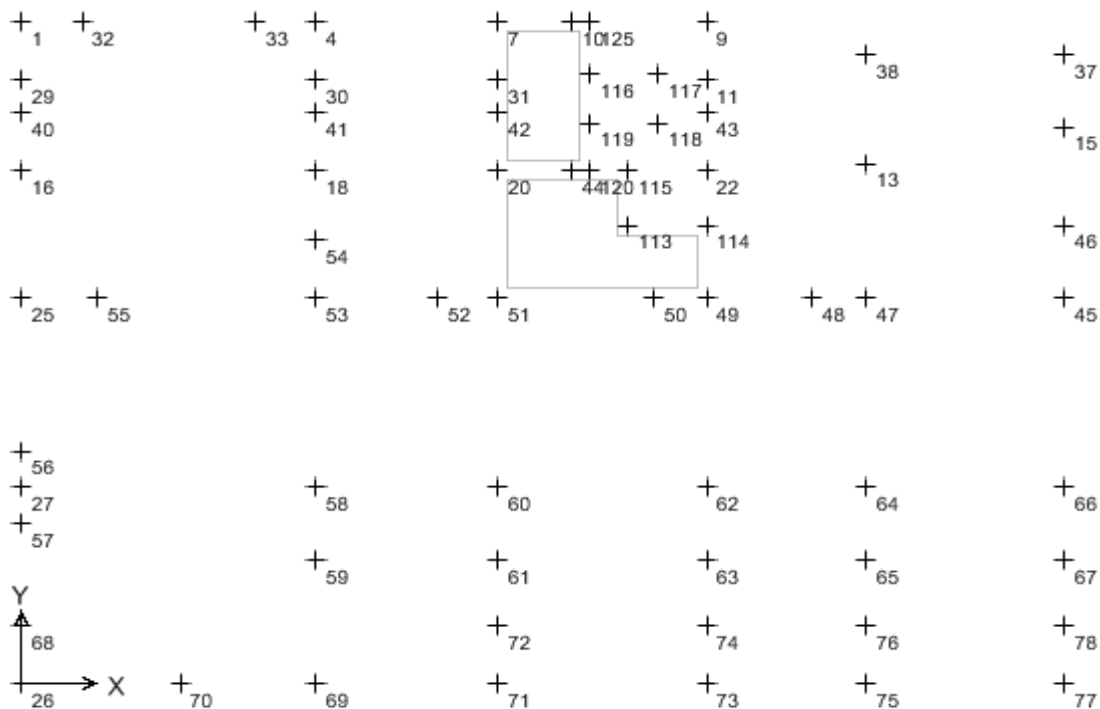
$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

VII.3.3. :

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau et à chaque voile sont données par les tableaux suivants :



sem	N _{ser} (T)	S _{sem} (m ²)
60	261.34	13.067
62	253.44	12.672

Tab.VII.18 les surfaces des poteaux et des voiles

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VII.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes

a) Condition forfaitaire :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 7.80 \text{ m} \quad \text{d'où: } h_r \geq 78 \text{ cm.}$$

On prend: $h_r = 80 \text{ cm}$

b) Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad ; \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité ;

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ;

K_b : coefficient de raideur du sol ;

b : largeur du radier.

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 3.18 \text{ m}$$

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

$$L_{\max} = 7.80 \text{ m, } E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où: } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = 0.80 \text{ m}$$

On prend: $h_r = 80 \text{ cm}$.

c) Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

D'où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle.

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} N_u = 5316.81 \text{ t} \\ S = 367.67 \text{ m}^2 \\ L_{\max} = 5 \text{ m} \\ \gamma_b = 1,15 \\ f_{cj} = 25 \times 10^2 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow h \geq 0.67 \text{ cm}$$

Le choix final :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 80 \text{ cm}$.

VII.2.3.2. Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \quad \text{D'où: } S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{adm}}}$$

$$N = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}}) = (G_{\text{radier}} + G_{\text{voile périphérique}} + G_{\text{bâtiment}}) = 8178.448 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ t/m}^2 \quad \text{Alors: } S_{\text{min}} = 502.32 \text{ m}^2$$

L'emprise totale du bâtiment est de: 502.32 m^2

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

VII.3.3.3. Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2, 30\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

Soit : $D = 40 \text{ cm}$

$$\text{D'où: } S_r = S + D \times P = 502.32 + 0.4 \times 91.60 = 538.96 \text{ m}^2$$

S_r : Surface du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

P : Périmètre du bâtiment

Alors la surface du radier est $S_r = 538.96 \text{ m}^2$

VII.2.3.4. Vérification du radier :

a) Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

$$W : \text{Poids total du bâtiment à la base du radier} = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 1004.64 + 8178.448 \text{ t} = 9183.09 \text{ t}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 4.08$ m)

S_r : Surface du radier ($S_r = 538.96$ m²)

$\alpha \gamma h S_r = 1.53134.083538.96 = 3298.44$ t < 9183.09 t \Rightarrow vérifiée

Donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

b) Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles des BAEL91, le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas, on a le voile P30 de longueur 3.60 m

$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$

$N_u = 6795.23$ t

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$N_u / \text{ml} = 527.13 / 3 = 175.71$ t/ml

$N_u / \text{ml} = 1.75$ MN/ml

Nous devons vérifier :

$N_u \leq 0.045 \mu_c h_r f_{c28}$

Avec :

h_r : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$\mu_c = 2(a + b + 2 h_r)$

a,b: Dimensions du voile

$\mu_c = 2(3.60 + 0.30 + 2 \times 0.8) = 11.00$ m

$N_u = 0.045 \times 11.00 \times 0.8 \times 25 = 9.90$ MN

$N_u = 1.75$ MN < $N_u = 9.90$ MN \Rightarrow vérifiée

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

VII.2.3.5. Caractéristiques géométriques du radier :

- Centre de gravité du radier :

$$X_G = 14.04$$
 m

$$Y_G = 9.14$$
 m

- Centre de masses du bâtiment :

- $X_G = 13.667$ m

- $Y_G = 9.293$ m

- Détermination de l'excentricité :

$$e_x = 0.373$$
 m

$$e_y = 0.153$$
 m

- Inerties du radier :

$$I_x = \frac{bh^3}{12} + AD_x^2$$

$$I_y = \frac{hb^3}{12} + AD_y^2$$

Les inerties du radier sont représentées dans la figure ci-après (Les résultats sont obtenue par Socotec) :

Caractéristiques de la sélection	
Caractéristiques de la section simple exprimées dans le repère local de section	
Aire :	519,4 m ²
Position du centre de gravité	
x :	14,04 m
y :	9,15 m
Inerties au centre de gravité	
I _{xx} :	14 522,4 m ⁴
I _{yy} :	34 657,5 m ⁴
I _{xy} :	-740,0928 m ⁴
Par rapport aux axes principaux u-v	
I _{uu} :	34 684,6 m ⁴
I _{vv} :	14 495,2 m ⁴
angle x - u :	87,9 deg
section réduite S _u :	434,1 m ²
section réduite S _v :	435,2 m ²

Tab.VII.28 les inerties du radier

VII.2.3.6. Vérification de la stabilité du radier :

a) Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier : } \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

N : effort normal du aux charges verticales.

$$N = 11922.60 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{11922.60}{502.32} = 18.8 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : $0.8 G \pm E$

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente

	N (t)	M _x (t.m)	M _y (t.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Remarque
0.8G ± E	86.50	17.446	49.383	4.95	1.95	6.90	4.55	Vérifiée

Tab.VII.19 Résultats de calcul de la stabilité du radier (bloc)

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VII.2.3. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Méthodes de calcul :

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

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée : ($M_{tx}=0.75 M_x ; M_{ty}=0.75 M_y$).

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0.5 M_x ; M_{ay}=0.5 M_x$).

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

Calcul des moments fléchissant

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{11922.60}{502.32} = 23.73 \text{ t/m}^2$$

Le plus grand panneau est le panneau du 7.80x5.40

Les moments sont :

Ferraillage :

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	81.70	121.00	189.00	283.00
μ	0.012	0.017	0.027	0.041
α	0.015	0.021	0.034	0.052
Z (m)	0.698	0.696	0.692	0.687
A_s (cm ² /ml)	3.36	4.99	7.84	11.83
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	8.48	8.48	8.48	8.48
A_s RPA (cm ² /ml)	8	8	8	8
Choix des barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA14
A_s Choix (cm ² /ml)	9.05	9.05	9.05	12.32
Espacement (cm)	15.00	15.00	15.00	15.00

Tab.VII.20 Ferraillages du radier à

VII.2.4. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 40 cm.

Schéma statique :

$b = 40\text{ cm}$

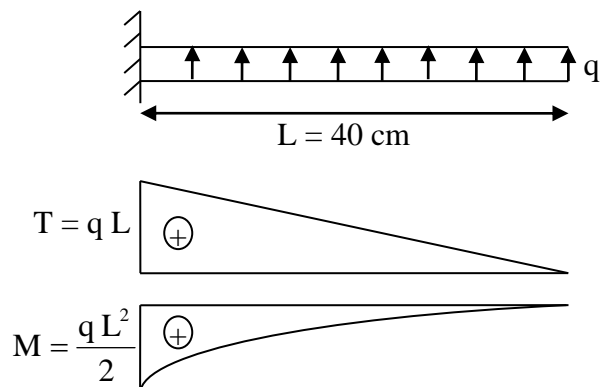
$h = 80\text{ cm}$

$d = 72\text{ cm}$

$L = 40\text{ cm}$

$q_u = 133.15\text{ KN/m}^2.\text{ml}$

$q_s = 124.8\text{ KN/m}^2.\text{ml}$





a) l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 10.65 \text{ KN.m}$$

M_u (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s (cm ²)
10.65	0.0015	0.0018	0.719	0.43

b) l'ELS

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 9.98 \text{ KN.m}$$

M_{ser} (KN.m)	σ_{st}	σ_{bc}	X	Z (m)	M_1 (KN.m)	A_s (cm ²)
9.98	201.63	15	0.34	0.61	622.2	1.1

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_c} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Choix des barres du débord :

Pour l'exécution du ferrailage du débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = 2.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.13 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.72} = 0.0074 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Ferrailage des nervures (30 x 80) :

1- Sens X-X

	Section (cm ²)	A_s calculé (cm ²)	Choix des barres	A_s choisie (cm ²)
Sur appui	30 x 80	94.80	12HA32	96.51
En travée		61.07	13HA25	63.81

Tab .VII 21 Ferrailage des nervures sens XX

Schémas de ferrailage :

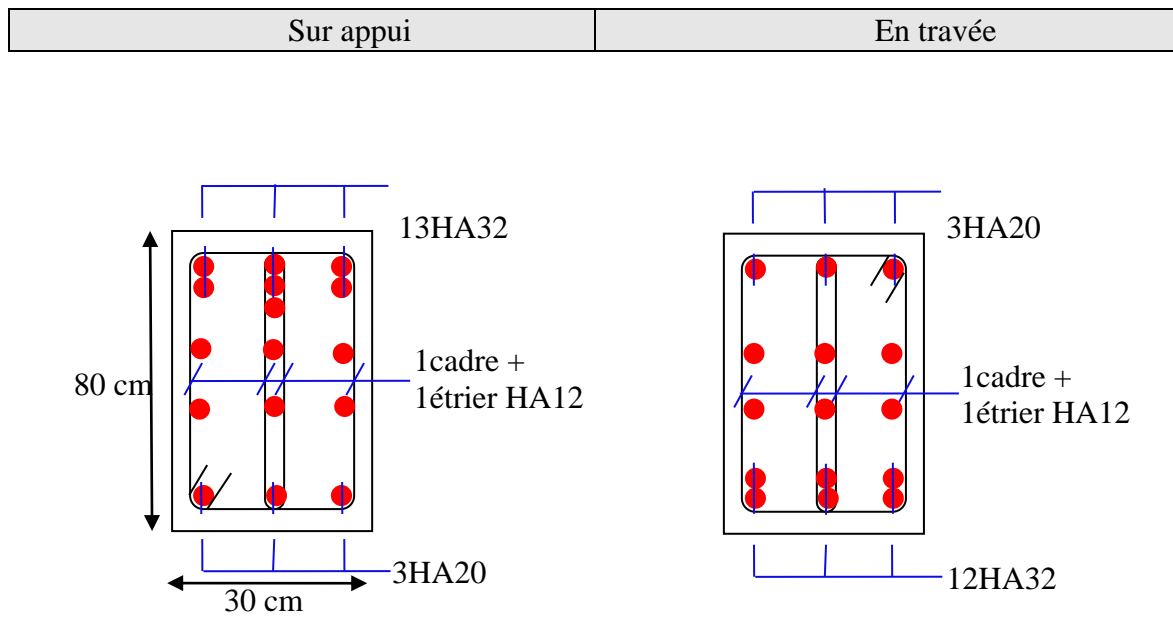


Fig.VI.29 Ferrailage des nervures (30×80)

Ferrailage des nervures (30 x 80) :

1- Sens Y-Y

	Section (cm ²)	A _s calculé (cm ²)	A _s RPA (cm ²)	Choix des barres	A _s choisie (cm ²)
Sur appui	30 x 80	68.88	3.30	15HA25	73.63
En travée		42.60	3.30	14HA20	43.98

Tab .VII 22 Ferrailage des nervures sens YY

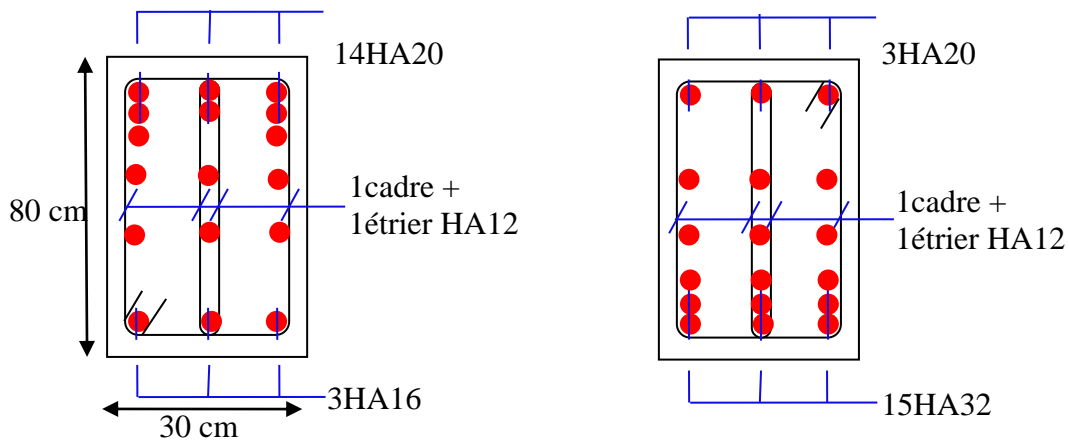
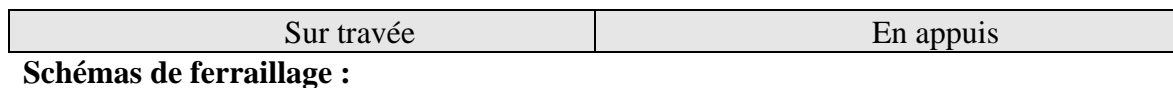


Fig.VI.30 Ferrailage des nervures (30×80)



Conclusion :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui même.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

Règlements :

- *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes*
- *BAEL99 : Béton armé aux états limites*
- *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*
- *DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation*
- *RNV99 : Règlement Neige et Vent 99*

Livres :

- *Le projet de béton armé (Henry Thonier)*
- *Calcul des structures en béton armé (Belazougui)*

Cours :

- *Résistance des matériaux (ENGC)*
- *Béton armé (ENGC)*
- *Dynamique des structures (ENGC)*
- *Cours de bâtiment (ENGC)*
- *Génie sismique (ENGC)*

Thèses :

- *Etude d'un bâtiment en R+9 contreventé par voiles –portiques en béton armé (2007)*
- *Etude d'un bâtiment en R+15 avec 2 sous sols a ossature mixte en béton armé selon le RPA 99/ Version 2003 (2007)*

Logiciels et programmes :

- *AUTOCAD 2006 (Dessin)*
- *ETABS V9.0.7 (Analyse des structures)*
- *Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc)*