

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures (M.S)

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous sol) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^{er} BENANI Gouda
M^{er} ZOUIA Hakim

Encadré par :

M^{me} K.LAOUBI

Jury:

M^{er} N.MERIDJA
M^{me} F.SOUIDI

Promotion 2011-2012

Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.

Nous tenons vivement à remercier nos deux familles qui nous ont soutenus tout au long de notre parcours.

Nous tenons aussi à remercier vivement notre promotrice M^{me} LAOUBI pour son encadrement, ces conseils et sa disponibilité.

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.

Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.

Enfin nous remercions tous nos amis.

Gouda et Hakim

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père, ma très chère mère.

Mes sœurs.

Mes cousins et cousines.

Mon binôme et sa famille.

Tous mes amis.

Gouda

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père, ma très chère mère.

Mes frères et sœurs.

Mes cousins et cousines.

Mon binôme et sa famille.

Tous mes amis.

Hakim

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I Généralités

• Introduction	1
• Description architecturale	1
• Description des éléments secondaires	1
• Contreventement	2
• Règlements et normes utilisés	2
• Méthodes de calculs	2
• Actions et sollicitations	3
• Les Caractéristiques des matériaux	4
• Conclusion	9

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

• Introduction	10
• Les planchers	10
• Les poutres	13
• Les voiles	14
• Les escaliers	15
• L'acrotère	15
• Les poteaux	19
• Conclusion	28

Chapitre III Etude des éléments secondaires

• Introduction	29
• Méthodes de calculs	29
• Etude des poutrelles	31
• Ferrailage de la dalle de compression	48
• Etude des dalles pleines	49
• Etude des escaliers	57
• Etude de chaînage	65

SOMMAIRE

• Acrotère	68
• Etude de l'ascenseur	73
• Conclusion.....	80

Chapitre IV Etude dynamique

• Introduction	81
• Méthodes de calcul.....	81
• Description du logiciel SAP 2000	85
• Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par sap2000.v11.	86
• Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	90
• Conclusion.....	94

Chapitre V Etude des éléments structuraux

• Introduction	95
• Etude des poteaux.....	95
• Etude des poutres	105
• Vérification des zones nodales	113
• Etude des voiles.....	115
• Conclusion.....	124

Chapitre VI Etude des fondations

• Introduction	125
• Choix du type des fondations	125
• Etude des fondations	125
• Etude du voile périphérique	135
• Conclusion.....	138

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Fig.I. 1 Diagramme contraintes-déformations du béton	6
Fig.I. 2 Diagramme contraintes-déformations de calcul	8
Fig.II. 1. Plancher à corps creux.....	10
Fig.II. 2. Vue en plan de la structure montrant la disposition des poutrelles.....	10
Fig.II. 3. Vue en plan d'une poutrelle	11
Fig.II. 4. Dalle sur deux appuis type 1	11
Fig.II. 5. Dalle sur deux appuis type 2.	12
Fig.II. 6. Dalle sur trois appuis type 1	12
Fig.II. 7. Dalle sur trois appuis type 2.....	12
Fig.II. 8. Dalle sur trois appuis type 3.....	12
Fig.II. 9. Dalle sur trois appuis type 4.....	13
Fig.II. 10. Dalle sur quatre appuis.....	13
Fig.II. 11. Vue en plan d'une poutre	13
Fig.II. 12. Vue en plan d'un voile.	14
Fig.II. 13. Schéma de l'escalier.....	14
Fig.II. 14. Schéma statique de l'escalier	15
Fig.II. 15. Vue en plan d'escalier	15
Fig.II. 16. Vue en plan d'un acrotère	15
Fig.II. 17. Hauteur libre d'étage.....	19
Fig.II. 18. Section réduite.....	19
Fig.II. 19. Surface afférente B2.....	21
Fig.II. 20. Surface afférente C4.....	24
Fig. III. 1 Schémas statique d'une poutrelle à deux travées.....	29
Fig. III. 2 Schémas statique d'une poutrelle plusieurs travées.....	29
Fig. III. 3 Evaluation des efforts tranchants.	30
Fig. III. 4 Schéma statique des différents types de poutrelles.	31
Fig. III. 5 Schémas statique de la poutrelle type 3.	32
Fig. III. 6 Diagramme des moments fléchissant.....	33
Fig. III. 7 Diagramme des efforts tranchants.	34
Fig. III. 8 Détail ferrailage des poutrelles.	47

Liste des figures

Fig. III. 9 Ferrailage de la dalle de compression.....	48
Fig. III. 10 dalle sur trois appuis	49
Fig. III. 11 Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	52
Fig. III. 12 dalle sur deux appuis.....	52
Fig. III. 13 Schéma statique	52
Fig. III. 14 Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	54
Fig. III. 15 Dalle sur deux appuis.....	54
Fig. III. 16 Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	56
Fig. III. 17 Schéma statique d'escalier	57
Fig. III. 18 Schémas de ferrailage de l'escalier.....	60
Fig. III. 19 Schéma statique de la poutre palière.....	61
Fig. III. 20 Ferrailage de la poutre palière.....	64
Fig. III. 21 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	67
Fig. III. 22 Coupe et schéma statique de l'acrotère.....	68
Fig. III. 23 Section à ferrailer.....	70
Fig. III. 24 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	72
Fig. III. 25 Cage d'ascenseur	73
Fig. III. 26 Schéma représentant la surface d'impacte.....	73
Fig. III. 27 Schémas de ferrailage de la dalle du local machine.	77
Fig. III. 28 Schéma de ferrailage de la deuxième dalle de l'ascenseur.	80
Fig. IV. 1 Spectre de calcul	85
Fig. IV. 2 Disposition des voiles	87
Fig. IV. 3 Translation suivant x-x	88
Fig. IV. 4 Translation suivant y-y	88
Fig. IV. 5 Rotation autour de Z	89
Fig V. 1 Section d'un poteau.....	101
Fig V. 2 zone nodale	102
Fig V. 3 Réduction des sections des poteaux	103
Fig V. 4 Disposition constructive de la poutre principale sous sol, RDC et 1 ^{er} étage.....	113
Fig V. 5 Disposition des voiles	116

Liste des figures

Fig V. 6 Schéma d'un voile plein	117
Fig. V. 7 Schéma de ferrailage du voile V_{x1} au niveau de l'étage 2 à 5	123
Fig.VI. 1 Semelle superficielle.....	125
Fig.VI. 2 Semelle filante	126
Fig.VI. 3 Zone de contact poteau	128
Fig.VI. 4 Schéma de Ferrailage de la dalle du radier.....	131
Fig.VI. 5 Sollicitations sur les nervures longitudinales	132
Fig.VI. 6 Sollicitations sur les nervures transversales	133
Fig.VI. 7 Section à ferrailer.....	133
Fig.VI. 8 Ferrailage des nervures	134
Fig.VI. 9 Répartition des contraintes sur le voile.....	136
Fig.VI. 10 Schéma de ferrailage du voile périphérique	138

Symboles et notations.

La signification des principales notations est suivante:

- E:** Séisme.
- G:** Charges permanents.
- Q:** Action variables quelconques.
- S:** Action dues à la neige, sollicitations.
- W:** Action dues au vent.
- A_s:** Aire d'un acier.
- B:** Aire d'une section en béton.
- E:** Module d'élasticité longitudinal.
- E_b:** Module de déformation longitudinal du béton.
- E_i :** Module de déformation instantanée (E_{ij} a l'âge de jours).
- E_s :** Module d'élasticité de l'acier.
- E_v :** Module de déformation différée (E_{vj} pour chargement appliqué à l'age de j jours).
- F:** Force ou action en général.
- I:** Moment d'inertie.
- L:** Longueur ou portée.
- M:** Moment en général.
- M_G:** Moment fléchissant développé par les charges permanentes.
- M_Q:** Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.
- a:** Une dimension (en général longitudinal).
- b:** Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).
- b₀:** Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
- d:** Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
- d':** Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée
- e:** Excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

- f:** Flèche.
- f_e:** Limite d'élasticité de l'acier.
- f_{cj}:** Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.
- f_{tj}:** Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.
- f_{c28} et f_{t28} :** Grandeurs précédentes avec j= 28 jours.
- h₀:** Epaisseur d'une membrure de béton.
- h:** Hauteur totale d'une section de B.A.
- i:** Rayon de giration d'une section.
- j:** Nombre de jours.
- k:** Coefficient en général.
- l:** Longueur ou portée (on utilise aussi L).
- l_f:** Longueur de flambement.
- l_s:** Longueur de scellement.
- n:** Coefficient d'équivalence acier – béton.
- p:** Action unitaire de pesanteur.
- q:** Charge variable.
- S_t:** Espacement des armatures transversales.
- x:** Coordonnée en général, abscisse en particulier.
- σ_{bc}:** Contrainte de compression du béton.
- Br :** Section réduite.
- C_τ :** coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
- C_u :** La cohésion du sol (KN/m²).
- Ma :** Moment sur appui.
- Mu :** Moment de calcul ultime.
- Mser :** Moment de calcul de service.
- Mt :** Moment en travée.

S_{rad} : Surface du radier (m²).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).

W : poids propre de la structure.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

σ : Contrainte normale.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Et pour cela, il doit y avoir une connaissance approfondie de tous les types de relevés, topographiques, des propriétés et de la mécanique des matériaux de construction, de la mécanique des structures et des sols, de l'hydraulique et de la mécanique des fluides.

L'ingénieur de génie civil est directement lié à la conception d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels en tenant compte du facteur économique, de l'esthétique et de la viabilité de l'édifice.

Le présent travail consiste à l'étude d'un bâtiment R+8+Sous Sol, et contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

le plan de travail a suivre est :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir : C.B.A93, B.A.E.L91, R.P.A99 version 2003 et les différents D.T.R.

I.1.Introduction

Ce chapitre consiste à étudier un bâtiment R+8+sous sol, à usage multiple (parking, commerce, habitation) en béton armé.

Cet ouvrage est implanté à la ville de Bejaia, classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (IIa).

I.2. Description architecturale

- Hauteur totale de l'ouvrage..... $h_t = 34.68\text{m}$
- Hauteur de sous sol $h_{ss} = 3.06\text{m}$
- Hauteur de RDC..... $h_{RDC} = 4.08\text{m}$
- Hauteur d étage courant..... $h = 3.06\text{m}$
- Longueur $L = 22.75\text{m}$
- Largeur $l = 20.15\text{m}$

I.3. Description des éléments secondaire

I.3.1.Les planchers

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

Dans notre cas on distingue deux types de plancher; plancher à corps creux et dalle pleine.

I.3.2.Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

Dans notre cas on a un seul type d'escalier droit à deux volés.

I.3.3. Les éléments de remplissages

- Les murs d'extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs : sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

I.3.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible dans notre cas et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture. Sa hauteur est de 70cm.

I.3.5.Ascenseur

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usages à travers les différents niveaux du bâtiment.

I.1.4 Contreventement

En se référant au RPA 99/version 2003 (Art 3.4.A.1.a) qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage). De ce fait l'objet de notre étude doit s'inscrire dans les exigences du RPA.

I.5. Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements appliqués en Algérie :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites).

I.6. Méthodes de calculs

Les calculs justificatifs sont établis suivant la méthode des états limites. « Un état limite » est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

a) Etat limite ultime E.L.U

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service E.L.S

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). Cet état est défini en tenant compte des conditions d'exploitations et /ou de durabilité. On distingue :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.7. Actions et sollicitations

I.7.1. Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples,...) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des déformations statiques ou d'état (retrait, tassement d'appuis, variation de température, etc.) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc : charges permanentes, charges d'exploitations et charges climatiques.

- **Actions permanentes (G)**

Représentent les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent

- Poids propre des éléments de la structure,
- Poids des équipements fixes de toute nature (revêtements de sols, de plafonds, cloisons etc.),
- Efforts (poids, poussées, pressions) exercés par des terres, par des solides ou par des liquides dont les niveaux varient peu,
- Déplacements différentiels des appuis,
- Forces dues aux déformations (retrait, fluage,...) imposées en permanence à la construction,

- **Actions variables (Q)**

Représentent les actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont définies par des textes réglementaires en vigueur, on distingue :

- Les charges d'exploitation (poids et effets annexes tels que force de freinage, forces centrifuges, effets dynamiques),
- Les efforts (poids, poussées, pressions) exercés par des solides ou par des liquides dont le niveau est variable,
- Les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution (équipements de chantier, engins, dépôts de matériaux, etc.),
- Les actions climatiques : neige, vent, température, etc.

I-7.2. Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion (M_f) ou de torsion (M_t), les efforts normaux (N) et les efforts tranchants (T) provoqués par les actions.

I-7.2.1. Sollicitations de calcul à l'E.L.U

1. Combinaison fondamentales

BAEL91/Version99ArtA.3.3.21

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i}Q_i$$

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général} \\ 1.35 & \text{Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine} \end{cases}$$

- ψ_{0i} : Coefficient de pondération=0,77 pour les bâtiments à usage courant.
- G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

2. Combinaisons accidentelles

BAEL91/Version 99, Art A.3.3.22

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11}Q_1 + \sum \psi_{2i}Q_i$$

F_A : La valeur nominale de l'action accidentelle

Q_i : actions variables dites d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

I-7.2.2. Sollicitations de calcul à l'E.L.S

• Combinaisons rares

BAEL91/Version 99, Art A.3.3.3

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i}Q_i$$

I-7.3. Les combinaisons d'action

RPA99/Version 2003, Art V.5.2

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (pour les poteaux auto-stables)} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

I.8. Les Caractéristiques des matériaux

I.8.1. Béton

a. Définition

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...etc), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport (E/C) augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton est caractérisé par :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Un entretien facile,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

b. Résistance mécanique à la compression du béton (f_{cj})

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 Mpa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \quad (j \leq 28\text{jours}) \quad \text{BAEL91/Version99, Art (A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa} \quad (j > 28\text{jours})$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

c. Résistance mécanique à la traction du béton (f_{ij})

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours est conventionnellement définie par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60\text{Mpa} \quad \text{BAEL91, Art (A.2.1.12)}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc $f_{i28} = 2.1\text{Mpa}$

d. Contrainte limite de compression à l'E.L.U

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 Art (A.4.3.4)}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque ; T : la durée probable d'application de la combinaison d'action } > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{T est comprise entre 1h et 24h.} \\ 0.8 & \text{T } < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

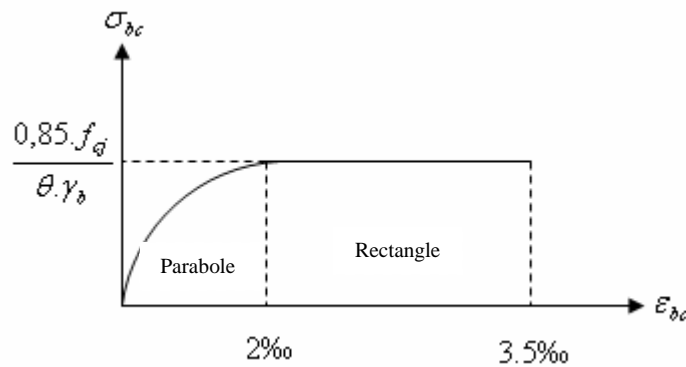


Figure .I.1: Diagramme contrainte-déformation pour le béton.

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $f_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc})$.

$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b$

e. Contrainte de compression limite à l'E.L.S

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

f. Module de déformation longitudinale du béton

T : durée d'application d'une charge.

- Le module de déformation instantanée du béton (E_{ij})

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{Mpa}] \quad \text{pour } j \text{ jours } < 24 \text{heurs} \quad \text{BAEL91/VER99 Art (A.2.1.21)}$$

- Le module de déformation différée du béton (E_{vj})

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{Mpa}] \quad \text{pour } j \text{ jours } > 24 \text{heurs} \quad \text{BAEL91/VER99 Art (A.2.1.22)}$$

Pour notre cas on a : $j = 28$ jours, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ Mpa}, \quad E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

g. Coefficient de Poisson (ν)

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du cote de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à E.L.S} \\ 0 & \text{à E.L.U} \end{cases} \quad \text{BAEL91/VER99 Art (A.2.1.3)}$$

h. Module d'élasticité transversale (G)

Il est donné par : $G = E/2(\nu+1)$

$$G = 0.4E \quad \text{pour le béton non fissuré (ELS).}$$

$$G = 0.5E \quad \text{pour le béton fissuré (ELU).}$$

i. Contrainte limite ultime de cisaillement du béton ($\tau_{adm} = \bar{\tau}$)

La contrainte admissible, dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après le BAEL91 on a :

$$\tau_{adm} = \min (0.20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \quad \text{pour la fissuration peu nuisible ;}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_{adm}=3.33\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm}=2.50\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

I.8.2. L'Acier**a. Définition**

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le pourcentage du carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

b. Différents types d'aciers**- Les ronds lisses (R.L)**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

▪ f_e E22

$$f_e=215\text{Mpa} \quad \text{(contrainte à la limite élastique).}$$

$$f_u=330 \text{ à } 490\text{Mpa} \quad \text{(contrainte à la limite de rupture).}$$

▪ f_e E24

$$f_e=235\text{MPa} \quad \text{(contrainte à la limite élastique).}$$

$$f_u=410 \text{ à } 490\text{MPa} \quad \text{(contrainte à la limite de rupture).}$$

Ce type d'acier est généralement utilisé comme des armatures transversales.

- Les aciers à haute adhérence (H.A)

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique: $f_e=400\text{Mpa}$, Contrainte admissible: $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration: $\eta=1.6$, Coefficient de sécurité: $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité: $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

• Treillis soudés

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

TL50 ($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{Mpa}$, TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$.

c. Diagramme des contraintes(σ_s)– déformations (ε_s)

- ELU

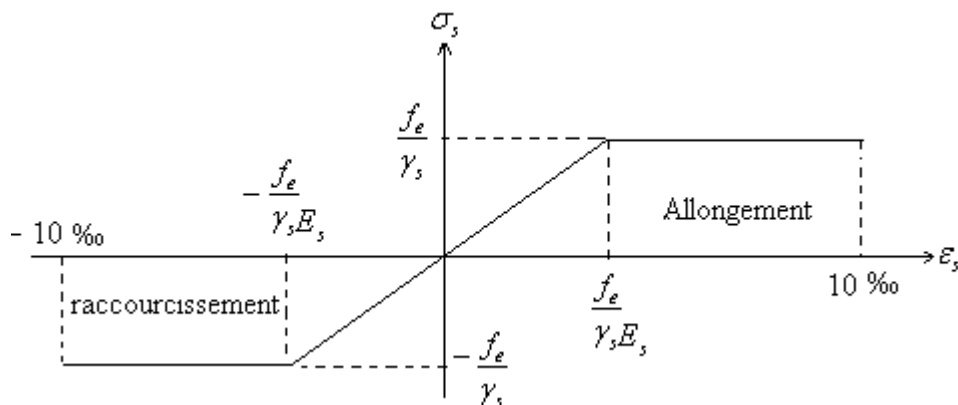


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations de calcul

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

γ_s coefficient de sécurité ayant pour valeur

$\gamma_s=1$ situation accidentelle (choc et séisme), $\gamma_s=1.15$ situation durable ou transitoire.

La contrainte de l'acier est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Pour $\varepsilon_{sl} < \varepsilon_s < 1\%$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{Pour} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sl}$$

- **ELS**

- Cas où la fissuration est peu préjudiciable : la vérification à l'état limite ultime est suffisante.
- Cas de fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91/VER99 (A.4.5.32)}$$

- Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91/VER99 (A.4.5.32)}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

I.9. Conclusion

Au terme de ce chapitre ; nous retenons ce qui suit :

- L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :
 - RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
 - CBA 93 (Code du béton armé).
 - DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
 - BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25MPa$.
- Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.

II.1. Introduction

Ce chapitre consiste à pré-dimensionner les éléments secondaires selon les réglementations suivantes : R.P.A (99)/version 2003, B.A.E.L91, C.B.A(93) et de D.T.R , afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble.

II.2. Les planchers

II.2.1. Planchers à corps creux

Selon le CBA93 Art B.6.8.4.2.4 on doit dimensionner le plancher comme suit : $h_t \geq \frac{L}{22.5}$

h_t : La hauteur totale du plancher

L : Longueur Max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

On a : $L = 4.65\text{m} \Rightarrow h_t \geq 20.67\text{ cm}$

On opte pour un plancher (16+5) : 16cm pour le corps creux + 5cm pour la dalle de compression.

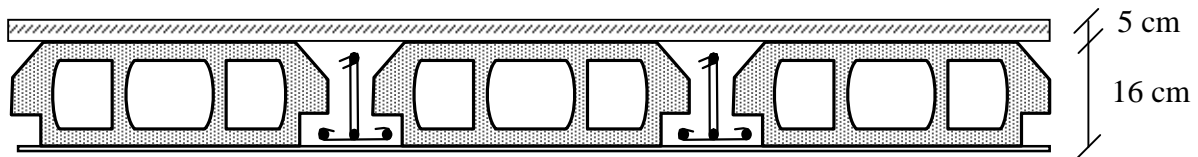


Figure II.1 : Plancher à corps creux

II.2.2. Les poutrelles

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Dans notre cas, les poutrelles seront disposées selon les deux critères.

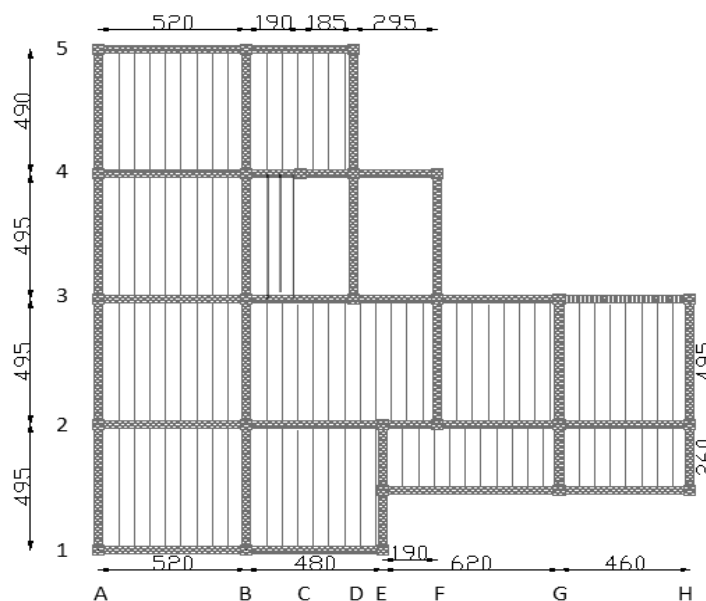


Figure II.2 Vue en plan de la structure montrant la disposition des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme une section en T.
La largeur de la dalle de compression à prendre est :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

- b : Largeur de la table de compression.
 l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.
 l_y : Distance maximale entre axe d'appuis des poutres principales.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) \times h_t \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{495}{10}\right) \Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

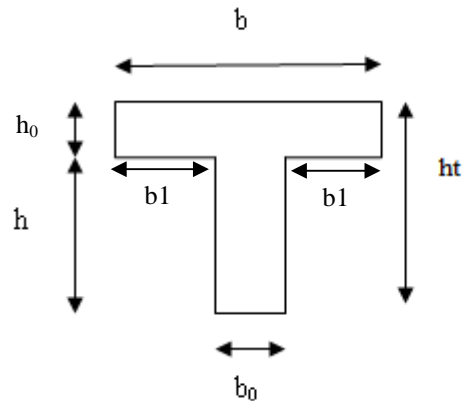


Figure .II.3 : Vue en plan d'une poutrelle

II.2.3. dalles pleines

a. Critère de résistance

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

Pour une dalle sur deux appuis.

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

Pour une dalle sur un seul appui.

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

b. Critère de coupe feu

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu.

• Dalle sur deux appuis (étage 2 à 8)

1^{ère} Dalle (étage 2 à 8)

$L_x = 150 \text{ cm}$ et $L_y = 429 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \Leftrightarrow 4,28 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}$$

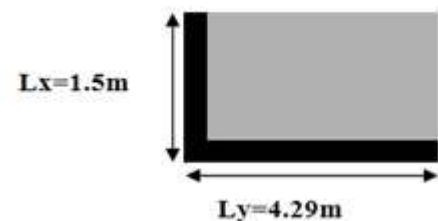


Fig .II.4. dalle sur deux appuis type 1

2^{ème} Dalle (étages 1 à 8)

$$L_x = 185 \text{ cm et } L_y = 305 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{185}{35} \leq e \leq \frac{185}{30} \Leftrightarrow 5,28 \text{ cm} \leq e \leq 6,16 \text{ cm}$$

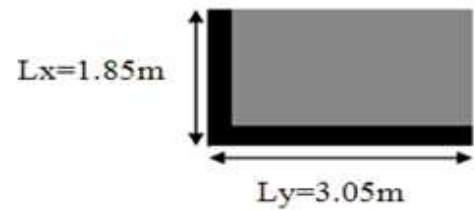


Fig.II.5.dalle sur deux appuis type 2

- **Dalle sur 3 appuis**

1^{ère} Dalle (étage 2 à 8)

$$L_x = 155 \text{ cm et } L_y = 460 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40} \Leftrightarrow 3,44 \text{ cm} \leq e \leq 3,87 \text{ cm}$$

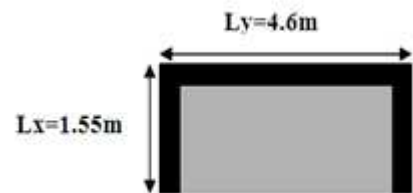


Fig.II.6.dalle sur trois appuis type 1

2^{ème} Dalle (étage 2 à 8)

$$L_x = 155 \text{ cm et } L_y = 465 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40} \Leftrightarrow 3,44 \text{ cm} \leq e \leq 3,87 \text{ cm}$$

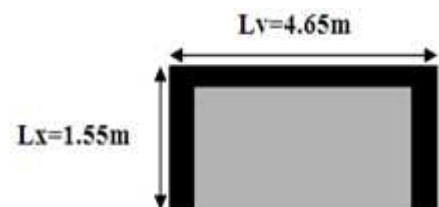


Fig.II.7.dalle sur trois appuis type 2

3^{ème} Dalle (étage 2 à 8)

$$L_x = 150 \text{ cm et } L_y = 430 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Leftrightarrow 3,33 \text{ cm} \leq e \leq 3,75 \text{ cm}$$

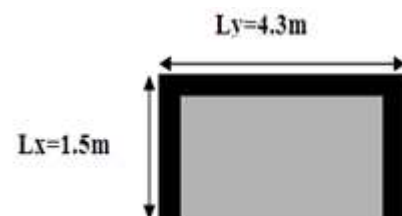


Fig.II.8.dalle sur trois appuis type 3

4^{ème} Dalle (étage 2 à 8)

$L_x = 108\text{cm}$ et $L_y = 460\text{cm}$

$\Rightarrow \frac{108}{45} \leq e \leq \frac{108}{40} \Leftrightarrow 2,4\text{ cm} \leq e \leq 2.7\text{ cm}$

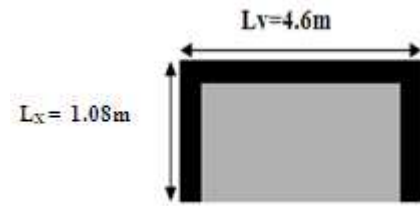


Fig.II.9.dalle sur trois appuis type 4

II.2.4. Les poutres

• Les poutres principales

Disposées perpendiculairement aux poutrelles, la hauteur doit satisfaire les conditions de la flèche :

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

L_{\max} : Longueur max entre axe d'appuis

$L_{\max} = 6.2\text{m} \Rightarrow 41,34\text{cm} \leq h \leq 62\text{cm}$

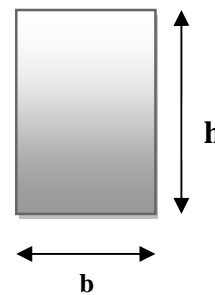


Figure .II.11 : Vue en plan d'une poutre

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} (b = 30\text{cm}) > 20\text{cm} \\ (h = 45\text{cm}) > 30\text{cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{45}{30} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 70.25\text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{RPA 99(version2003) [Articl7.5.1]}$$

$, \text{ on opte pour : } h = 45\text{cm} \text{ et } b = 30\text{cm}$

• Les poutres secondaires

Elles Sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$L_{\max} = 4,95\text{ m} , \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max} = 4.95\text{m} \Rightarrow 33\text{cm} \leq h \leq 49.5\text{cm} \quad \text{On opte pour : } h = 35\text{cm} \text{ et } b = 30\text{cm}$

II.2.5. Les voiles

Les voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \text{Max} (h_e / 20, 15 \text{ cm}) \\ L \geq 4 \times e \end{array} \right. \quad \text{RPA99(art 7.7.1)}$$



h_e : Hauteur libre d'étage; e : épaisseur du voile.

Figure .II.12 : Vue en plan d'un voile.

L : longueur du voile.

$h_e = 2,61 \text{ m}$ pour le sous sol + étages 1 jusqu'à 8.

$h_e = 3,63 \text{ m}$ pour RDC.

$$e \geq \max\left(\frac{261}{20}, 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm} \quad (\text{le sous sol + étages 1 jusqu'à 8})$$

$$e \geq \max\left(\frac{363}{20}, 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow e \geq 18,15 \text{ cm} \quad (\text{RDC})$$

On opte pour : $e = 20 \text{ cm} \Rightarrow L \geq 4 \times e = 80 \text{ cm}$. (pour le sous sol et RDC).

II.2.6. Les escaliers

e : Epaisseur du palier de repos (1)

L_0 : Projection de paillasse (2)

g : Giron (3)

h : Hauteur de la contre marche (4)

H_0 : Hauteur de la volée (5), $H_0 = H/2$

α : Inclinaison de la paillasse (6)

l : (Emmarchement) (7)

H : Hauteur d'étage, $H = 3.06 \text{ m}$

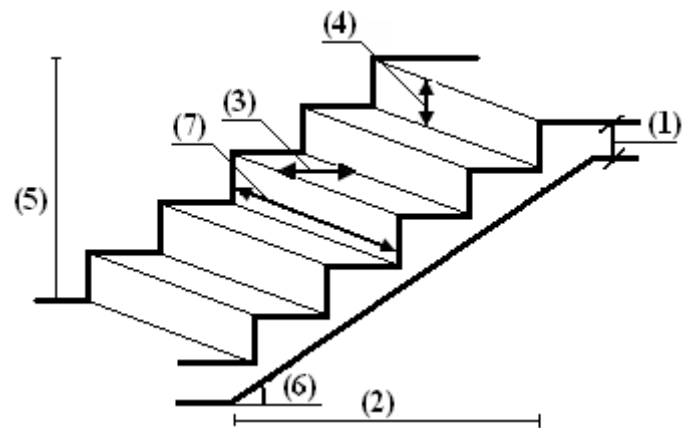


Figure .II.13. : Schéma de l'escalier

• Escalier à deux volées avec palier intermédiaire

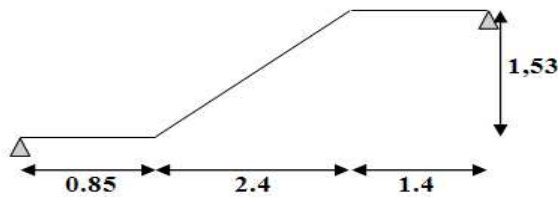


Figure II.14. Schéma statique de l'escalier

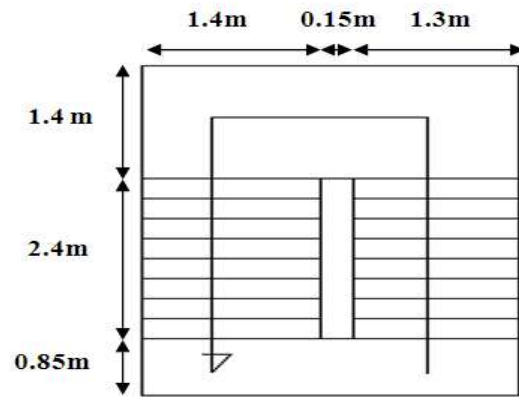


Figure II.15. Vue en plan d'escalier

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2 \times h \leq 0,64 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad ; \quad \begin{cases} n & \text{Nombre de contremarches.} \\ n-1 & \text{Nombre de marches.} \end{cases} \quad , L : \text{ longueur totale}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

- **Détermination de l'épaisseur de la pailasse :** $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$
 $L = 4.65 \text{ m} \rightarrow 15.5\text{cm} \leq e \leq 23.25\text{cm}$ on prend alors **e = 16 cm**

n = 9 , n-1 = 8 .

alors h=0.17m; g = 240/8 = 30 cm; $\alpha = \arctg ((H/2)/L_0) = \arctg (1.53/2.4) = 32.51^\circ$.

II.2.7. L'acrotère

Dans notre cas on a $H = 70\text{cm}$.

$$S_{inacce} = 10 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.0785\text{m}^2$$

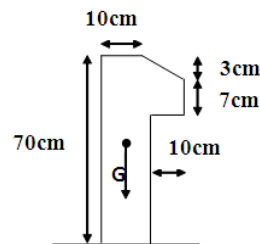


Figure II.16. Vue en plan d'un acrotère

II.6. Evaluation des charges [DTR]

- **Plancher terrasse inaccessible**

Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Forme de pente	0.10	22	2.20
Planche à corps creux (16+5)	0.21	14	2.94
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente	$G = 6.47 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$		

Tableau .II. 1. Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.

- **Planchers étage courant**

Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Planche à corps creux (16+5)	0.21	14	2.94
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente	$G = 4.34 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 5 \text{ KN/m}^2$ (bureau) $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (habitation)		

Tableau .II. 2. Evaluation des charges sur les planchers étages courants.

- **Dalles pleines**

Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
dalles pleines	0.12	25	3
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente	$G = 4.40 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau .II.3. Evaluation des charges sur les dalles pleines.

- **L'acrotère**

Description	Surface "S" (m ²)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/ml)
Enduit de ciment extérieur	0.014	20	0.28
Béton	0.0785	25	1.96
Enduit de ciment intérieur	0.014	20	0.28
Charge permanente	G=2.56 KN/ml		
Charge d'exploitation	Q=1 KN/ml		

Tableau .II.4. Evaluation des charges sur les dalles pleines.

- **Murs extérieur**

Description	Epaisseur "e"(m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit ciment extérieur	0.02	18	0.36
Brique creuse de 15 cm	0.15	9	1.3
Lame d'air	0.05	/	/
Brique creuse de 10cm	0.1	9	0.90
Enduit plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente	G = 2.76 KN/m ²		

Tableau .II.5. Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

- **Murs intérieur**

Description	Epaisseur "e"(m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit ciment extérieur	0.02	10	0.2
Brique creuse de 10cm	0.1	9	0.9
Enduit plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente	G = 1.3 KN/m ²		

Tableau .II.6. Charge permanente revenant aux murs intérieurs.

- Escaliers

Evaluation des charges et sur charges sur la volée

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.020	0.40
Dalle pleine ($\gamma.e/\cos\alpha$)	25	0.16/0.85	4.7
Enduit de plâtre	10	0.015/0.85	0.17
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.02	0.44
Marche ($\gamma.h/2$)	22	0.17/2	1.84
Charge permanente	$G = 8 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$		

Tableau. II.7. Evaluation des charges sur la volée.

Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.16	4
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente	$G = 5.4 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$		

Tableau II.8. Evaluation des charges sur le palier.

II.2.2.3. Les poteaux

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003

a. Pré dimensionnement selon les règles du R.P.A99/2003 Ver2003 [Art 7.4.1]

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

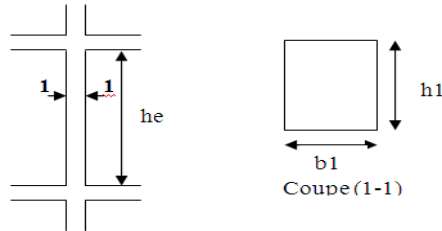


Figure II.17. Hauteur libre d'étage

b. Le critère de résistance (contrainte de compression de béton)

Selon le CBA93, l'effort N_u doit être majoré de 10% ; $N_u^* = 1.1N_u$

On doit vérifier que : $N_u^* / B \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

c. Le critère de stabilité de forme (flambement)

On doit vérifier que l'effort normal ultime

BAEL91 (Art B8.4.1)

$$N_u^* \leq \bar{N}_u = \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$\gamma_b = 1.5$ Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_s = 1.15$ Coefficient de sécurité de l'acier

$Br = (a-2)(b-2)$ Section réduite de béton

A_s : Section des armatures ; $A_s \geq 0.8\% Br$, on opte pour : $A_s = 1\% Br$,

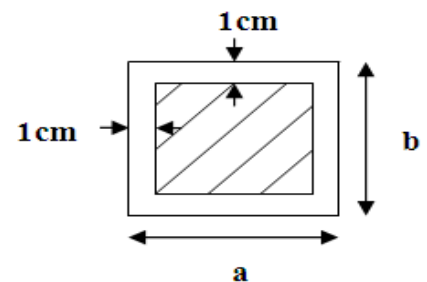


Figure II.18. Section réduite

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{fe}{100 \gamma_s} \right]}, \text{ Le calcul se fait en compression simple en considérant 02 cas :}$$

- 1^{er} cas: $\lambda \leq 70$ en tenant compte des effets du 1^{er} ordre (λ Élancement géométrique)

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]}$$

$$50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2$$

- 2eme cas: $\lambda > 70$ calcul en tenant compte des effets du second ordre.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec} \quad l_f: \text{ la longueur de flambement}$$

$$l_f = 0.7 l_0 \quad (\text{encastrement ou assemble à des poutres de plancher})$$

$$i: \text{ Rayon de giration avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad I = \frac{b h^3}{12}$$

d. Pré dimensionnement des poteaux préalablement

Sous sol + RDC :	55 x 55 cm ²
Etage de service et 2eme niveau :	50 x 50 cm ²
3eme et 4eme niveau :	45 x 45 cm ²
5eme et 6eme niveau:	40 x 40 cm ²
7eme et 8eme niveau :	35 x 35 cm ²
La couverture de la cage d'escalier :	30 x 30 cm ²

e. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et Surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

1. Poteau B2

- La surface afférente

$$S = (2.25 \times 2.325) \times 2 + (2.45 \times 2.325) \times 2$$

$$S = 21.85 \text{ m}^2$$

- Les charges et surcharges

$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 21.85 \times 6.47 = 141.36 \text{ KN} \\ Q = 21.85 \times 1 = 21.85 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages 2 à 8 : } \begin{cases} G = 21.85 \times 4.34 = 94.83 \text{ KN} \\ Q = 21.85 \times 1.5 = 32.77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher RDC, sous sol et étage 1 : } \begin{cases} G = 21.85 \times 4.34 = 94.83 \text{ KN} \\ Q = 21.85 \times 5 = 109.25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Les poutres : } \begin{cases} G_{PP} = 4.7 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 15.86 \text{ KN} \\ G_{PS} = 4.64 \times 0.35 \times 0.3 \times 25 = 12.18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Murs intérieurs Etage 2 à 8 : } G = 1.3 \times 11 \times 3.06 = 43.78 \text{ KN}$$

$$\text{Murs intérieurs RDC : } G = (1.3 \times 4.15 \times 3.63) + (1.3 \times 3.85 \times 4.08) = 40 \text{ KN}$$

$$\text{Les poteaux : } G_p = S \times 25 \times h_e$$

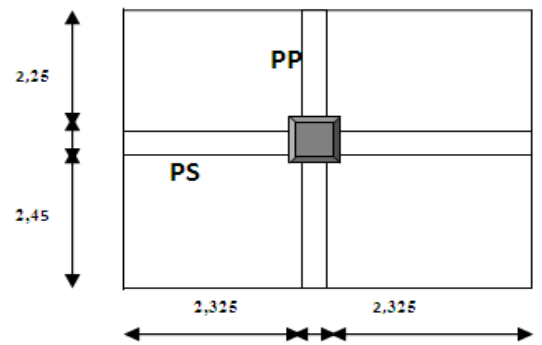


Figure II.19. surface afférente B2

Etage	Sous sol	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8
$S \text{ (m}^2\text{)}$	0.3025	0.3025	0.25	0.2025	0.16	0.1225
GP(KN)	19.73	27.45	16.62	13.46	10.64	8.14

Tableau II.9 : Evaluation des poids propres des poteaux.

- Application de la dégression

DTR B.C 2.2 (6.3)

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- Enoncé de la loi de dégression

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q \text{ (Étages à usage d'habitation),}$$

soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit

$$\text{Terrasse}(N_1): \quad Q_0 = 21.85 \text{ KN}$$

$$\text{Etage7}(N_2): \quad Q_1 = Q_0 + Q_1 = 54.62 \text{ KN}$$

$$\text{Etage6}(N_3): \quad Q_2 = Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2) = 84.11 \text{ KN}$$

$$\text{Etage5}(N_4): \quad Q_3 = Q_0 + 0.9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 110.33 \text{ KN}$$

$$\text{Etage4}(N_5): \quad Q_4 = Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 133.26 \text{ KN}$$

$$\text{Etage3}(N_6): \quad Q_5 = Q_0 + 0.8 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 152.93 \text{ KN}$$

$$\text{Etage2}(N_7): \quad Q_6 = Q_0 + 0.75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 169.31 \text{ KN}$$

$$\text{Etage1}(N_7): \quad \text{venant d'étage 2} + Q_c = 278.56 \text{ KN}$$

$$\text{RDC}(N_8): \quad \text{venant d'étage 1} + Q_c = 387.81 \text{ KN}$$

$$\text{Sous sol}(N_9): \quad \text{venant d'RDC} + Q_c = 497.06 \text{ KN}$$

Q_c : charge d'exploitation étage commerce

Niveau	Eléments	G(KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse: (16+5)	141.36	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (35×35)	8.14	
	Total	177.54	21.85
N ₂	N ₁	177.54	
	Plancher Etage7: (16+5)	94.83	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (35×35)	8.14	
	Mur intérieur	43.78	
	total	352.33	54.62
N ₃	N ₂	352.33	
	Plancher Etage6: (16+5)	94.83	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (40×40)	10.64	
	Mur intérieur	43.78	
	Total	529.62	84.11
N ₄	N ₃	529.62	
	Plancher Etage5: (16+5)	94.83	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (40×40)	10.64	
	Mur intérieur	43.78	
	total	706.91	110.33

N₅	N₄	706.91	
	Plancher Etage4: (16+5)	94.83	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (45×45)	13.46	
	Mur intérieur	43.78	
	total	887.02	133.26
N₆	N₅	887.02	
	Plancher Etage3: (16+5)	94.83	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (45×45)	13.46	
	Mur intérieur	43.78	
	total	1067.13	152.93
N₇	N₆	1067.13	
	Plancher Etage2: (16+5)	94.83	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (50×50)	16.62	
	Mur intérieur	43.78	
	total	1250.4	169.31
N₈	N₇	1250.4	
	Plancher Etage1: (16+5)	94.83	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (50×50)	16.62	
	total	1389.9	278.56
N₉	N₈	1389.9	
	Plancher RDC: (16+5)	94.83	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (55×55)	27.45	
	Mur intérieur	40	
	total	1580.22	387.81
N₁₀	N₉	1580.22	
	Plancher Sous sol: (16+5)	94.83	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (55×55)	19.73	
	TOTAL	$G_t = 1722.82$	$Q_t = 497.06$
$N_u = 1.35 \times 1722.82 + 1.5 \times 497.06 = 3071.4KN$			
$N_s = 1722.82 + 497.06 = 2219.88KN$			

Tableau II.10. Descente de charge du poteau B2.

1. Poteau C4

La surface afférente revenant au poteau est

$$S_{DP} = (1,725 \times 2,325) + (0,85 \times 1,325) = 5,14m^2$$

$$S_{CC} = 3,05 \times 2,325 = 7,09m^2$$

$$S_{\text{ésca}} = 1,475 \times 1,325 = 1,95m^2$$

- Charges et surcharges

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 7,09 \times 6,47 = 45,87 KN \\ Q = 7,09 \times 1 = 7,09 KN \end{cases}$$

Plancher étage 8 :

$$\begin{cases} G = 7,09 \times 4,34 = 30,77 KN \\ Q = 7,09 \times 1,5 = 10,63 KN \end{cases}$$

Plancher étages 2 à 7 :

$$\begin{cases} G_{CC} = 7,09 \times 4,34 = 30,77 KN \\ Q_{CC} = 7,09 \times 1,5 = 10,63 KN \end{cases} \quad ET \quad \begin{cases} G_{DP} = 5,14 \times 4,40 = 22,61 KN \\ Q_{DP} = 5,14 \times 1,5 = 7,71 KN \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = G_{CC} + G_{DP} = 53,38 KN \\ Q = Q_{CC} + Q_{DP} = 18,34 KN \end{cases}$$

Plancher étages 1 :

$$\begin{cases} G_{CC} = 7,09 \times 4,34 = 30,77 KN \\ Q_{CC} = 7,09 \times 5 = 35,45 KN \end{cases} \quad ET \quad \begin{cases} G_{DP} = 5,14 \times 4,40 = 22,61 KN \\ Q_{DP} = 5,14 \times 5 = 25,5 KN \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = G_{CC} + G_{DP} = 53,38 KN \\ Q = Q_{CC} + Q_{DP} = 60,95 KN \end{cases}$$

Plancher RDC et Sous sol :

$$\begin{cases} G = 14,18 \times 4,34 = 61,54 KN \\ Q = 14,18 \times 5 = 70,9 KN \end{cases}$$

Escalier :

$$G = \left(\frac{1,95}{\cos 32,51} \times 7,7 \right) = 17,80 KN$$

Acrotère :

$$G = 2,52 \times 3,05 = 7,69 KN$$

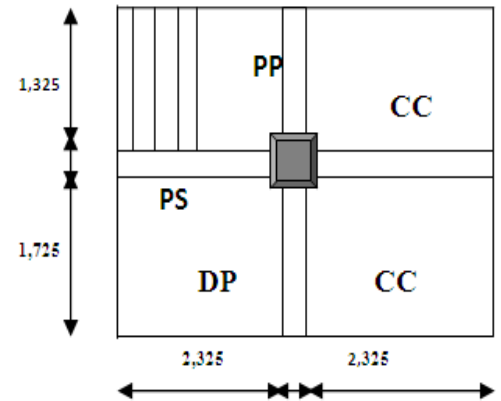


Figure II.20. surface afférente C4

- La loi de dégression sera comme suit

$$\text{Terrasse}(N_1): \quad Q_0 = 7.09 \text{ KN}$$

$$\text{Etage8}(N_2): \quad Q_1 = Q_0 + Q_1 = 24.81 \text{ KN}$$

$$\text{Etage7}(N_3): \quad Q_2 = Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2) = 41.34 \text{ KN}$$

$$\text{Etage6}(N_4): \quad Q_3 = Q_0 + 0.9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 56.05 \text{ KN}$$

$$\text{Etage5}(N_5): \quad Q_4 = Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 68.92 \text{ KN}$$

$$\text{Etage4}(N_6): \quad Q_5 = Q_0 + 0.8 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 79.95 \text{ KN}$$

$$\text{Etage3}(N_7): \quad Q_6 = Q_0 + 0.75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 89.15 \text{ KN}$$

$$\text{Etage2}(N_8): \quad Q_7 = Q_0 + 0.7 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 96.52 \text{ KN}$$

$$\text{Etage1}(N_9): \quad \text{venant d'étage 2} + Q_c = 157.47 \text{ KN}$$

$$\text{RDC}(N_{10}): \quad \text{venant d'étage 1} + Q_c = 228.37 \text{ KN}$$

$$\text{Sous sol}(N_{11}): \quad \text{venant d'RDC} + Q_c = 299.27 \text{ KN}$$

Q_c : charge d'exploitation étage commerce

Niveau	Eléments	G(KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse : (16+5)	45.87	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (30×30)	6.88	
	Acrotère	7.69	
N ₂	total	88.49	7.09
	N ₁	88.49	
	Plancher étage 8: (16+5)	76.64	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (35×35)	8.14	
	Mur extérieur	21.55	
	Total	222.86	24.81
N ₃	N ₂	222.86	
	Plancher Etage7: (16+5)	53.38	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (35×35)	8.14	
	Mur intérieur	15.07	
	Total	327.49	41.34

N₄	N₃	327.49	
	Plancher Etage6: (16+5)	53.38	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (40×40)	10.64	
	Mur intérieur	15.07	
	Escalier	5.67	
	Total	440.29	56.05
N₅	N₄	440.29	
	Plancher Etage5: (16+5)	53.38	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (40×40)	10.64	
	Mur intérieur	15.07	
	Escalier	5.67	
	Total	553.09	68.92
N₆	N₅	553.09	
	Plancher Etage4: (16+5)	53.38	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (45×45)	13.46	
	Mur intérieur	15.07	
	Escalier	5.67	
	Total	668.71	79.95
N₇	N₆	668.71	
	Plancher Etage3: (16+5)	53.38	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (45×45)	13.46	
	Mur intérieur	15.07	
	Escalier	5.67	
	Total	784.33	89.15
N₈	N₇	784.33	
	Plancher Etage2: (16+5)	53.38	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (50×50)	16.62	
	Mur intérieur	15.07	
	Escalier	5.67	
	Total	903.11	96.52
N₉	N₈	903.11	
	Plancher Etage1: (16+5)	53.38	
	Poutre principale: (45×30)	15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)	12.18	
	Poteau: (50×50)	16.62	
	Mur intérieur	15.07	
	Escalier	5.67	
	Total	1021.89	157.47

N₁₀	N₉		1021.89	
	Plancher RDC: (16+5)		61.54	
	Poutre principale: (45×30)		15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)		12.18	
	Poteau:(55×55)		27.45	
	Total		1138.92	228.37
N₁₁	N₁₀		1138.92	
	Plancher Sous sol: (16+5)		61.54	
	Poutre principale: (45×30)		15.86	
	Poutre secondaire: (35×30)		12.18	
	Poteau: (55×55)		19.73	
	TOTAL		$G_i = 1248.23$	$Q_i = 299.28$
$N_u = 1.35 \times 1248.23 + 1.5 \times 299.28 = 2134.03 \text{ KN}$				
$N_s = 1247.74 + 299.28 = 1547.02 \text{ KN}$				

Tableau II.11. Descente de charge du poteau C4.

Le poteau le plus sollicité est le B2 avec $N_U = 3071.4 \text{ KN}$.

- **Vérification du critère de résistance**

Niveau	Nu* (MN)	B (m ²)	Nu*/B(MPa)	Critère $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Sous sol, RDC	33785.4×10^{-4}	3025×10^{-4}	11.16	vérifié
Etage 1 et 2	25252.7×10^{-4}	2500×10^{-4}	10.10	vérifié
Etage 3 et 4	18370.2×10^{-4}	2025×10^{-4}	9.07	vérifié
Etage 5 et 6	12318×10^{-4}	1600×10^{-4}	7.70	vérifié
Etage 7 et 8	6133.3×10^{-4}	1225×10^{-4}	5	vérifié

Tableau II.12. Vérification du critère de résistance.

- **Vérification du critère de stabilité de forme**

poteau	B(m ²) *10 ⁻⁴	I(m ⁴) *10 ⁻³	i(m)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _r (m ²)	N _u * (MPa)	\bar{N}_u (MPa)
55×55	3025	7.62	0.158	3.06	2.142	13.55	0.82	0.281	3.37	5.07
55×55	3025	7.62	0.158	4.08	2.856	18.07	0.80	0.281	3.37	4.95
50×50	2500	5.2	0.144	3.06	2.142	14.87	0.82	0.23	2.52	4.15
45×45	2025	3.41	0.129	3.06	2.142	16.60	0.81	0.185	1.83	3.29
40×40	1600	2.13	0.115	3.06	2.142	18.62	0.80	0.1444	1.23	2.52
35×35	1225	1.25	0.101	3.06	2.142	21.21	0.79	0.109	0.61	1.11

Tableau II.13. Vérification du critère de stabilité de forme.

Le critère de stabilité de forme est bien vérifié pour tous les poteaux.

Conclusion

Après toutes les vérifications nécessaires selon les réglementations, on adopte le pré dimensionnement final suivant:

Les épaisseurs : 21cm pour les planchers à corps creux ; 12cm pour les dalles pleins ; 16cm pour les escaliers et 20 pour les voiles.

Poutres principales : $(45 \times 35)cm^2$.

Poutres secondaires : $(35 \times 30)cm^2$.

Poteaux du Sous sol et RDC : $(55 \times 55)cm^2$.

Poteaux des étages 1 et 2 : $(50 \times 50)cm^2$.

Poteaux des étages 3 et 4 : $(45 \times 45)cm^2$.

Poteaux des étages 5 et 6 : $(40 \times 40)cm^2$.

Poteaux des étages 7 et 8 : $(35 \times 35)cm^2$.

La couverture de la cage d'escalier : $(30 \times 30)cm^2$.

III.1. Introduction

Ce chapitre consiste à étudier tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère et enfin l'ascenseur.

III.2. Méthodes de calculs

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

a. Méthode forfaitaire

▪ Conditions d'application de la méthode forfaitaire

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport des portées successives : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ BAEL art 6.2.210
- La fissuration est peu nuisible.

Soit une poutre continue soumise à une charge q

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec} \quad \alpha : \text{Coefficient traduit l'importance de } \frac{Q}{Q+G}$$

▪ Moment sur appuis

- **Appuis de rive :** les moments sont nuls cependant on les ferrailles (acières de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15 \times M_0)$.
- **Appuis intermédiaires**

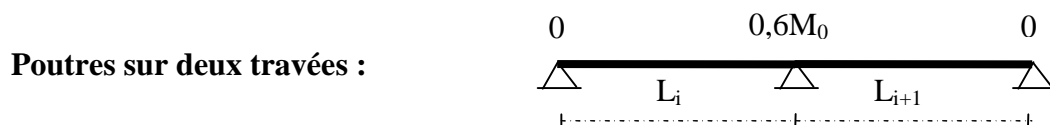


Figure. III.1. Schémas statique d'une poutrelle à deux travées.

Poutres à plus de deux travées :

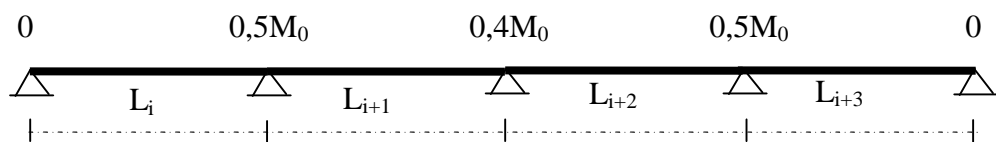


Fig. III.2. Schémas statique d'une poutrelle plusieurs travées.

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré ; $M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$

- Moment en Travées

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha) \times M_0}{2} \dots\dots (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots (\text{travée int ermédiaire}) \end{cases}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considéré.

M_d : Moment sur l'appui de droit de la travée considéré.

▪ Evaluation des efforts tranchant

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondu même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
- Compte tenu de la continuité : $V_u = \frac{q \times l_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{l_i} \dots\dots\dots (R.D.M)$

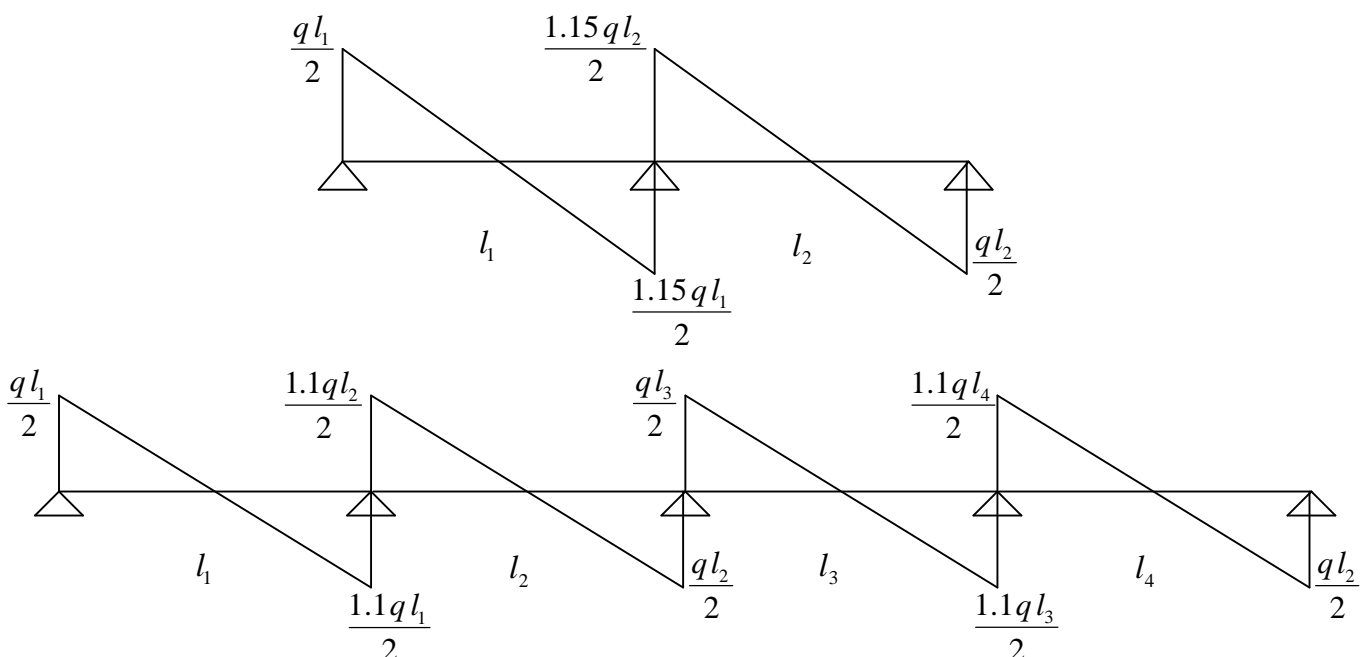


Figure III.3. Evaluation des efforts tranchants.

b. Méthode de CAQUOT

- Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

▪ Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

$$\text{Moment en appuis : } M_i = \frac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8 L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } M(X) = M_0(X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2}(L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\text{L'effort tranchant : } V = q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.3. Etude des poutrelles

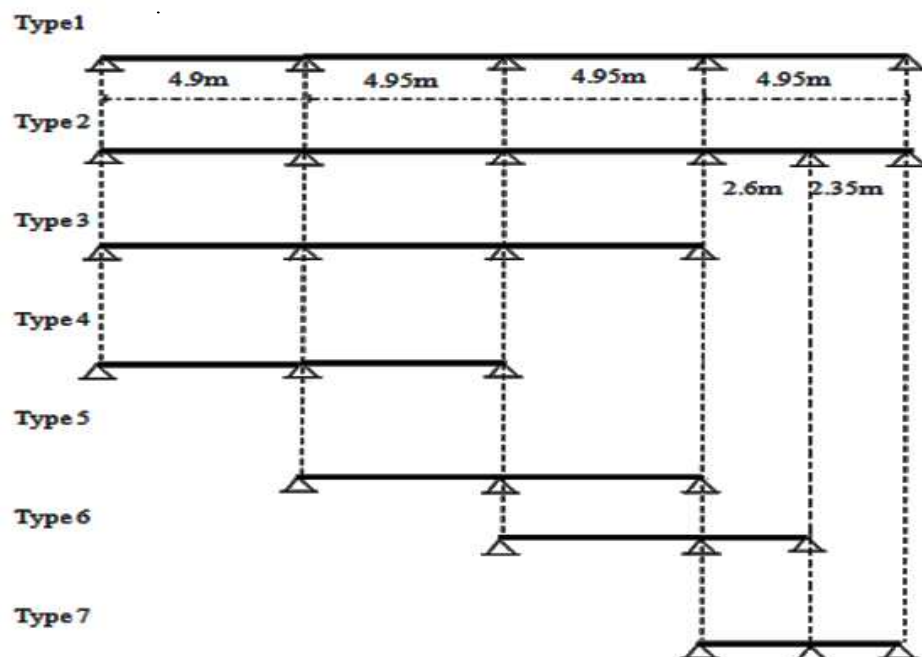


Figure. III.4. Schéma statique des différents types de poutrelles.

III.3.1. Calcul des charges revenant aux poutrelles

- **Plancher terrasse inaccessible :** $G = 6.47 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times b = (1.35 \times 6.47 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6,65 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (G + Q) \times b = (6.47 + 1) \times 0.65 = 4,85 \text{ KN/ml}$
- **Plancher étage 2 à 7 :** $G = 4.34 + 1.3 \text{ (cloison)} = 5.64 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1.35 \times 5.64 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.41 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (5.64 + 1.5) \times 0.65 = 4.64 \text{ KN/ml}$
- **Plancher sous sol, RDC et étage 1:** $G = 5.64 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1.35 \times 5.64 + 1.5 \times 5) \times 0.65 = 9.82 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (5.64 + 5) \times 0.65 = 6.91 \text{ KN/ml}$

III. 3.2 Etude du plancher sous sol, RDC et étage 1

a. Calcul à l'E.L.U

- **Calcul des sollicitations**

Cas de calcul de la poutrelle type 3, plancher sous sol, RDC et étage 1.



Fig. III.5. Schémas statique de la poutrelle type 3.

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,9}{4,95} \Rightarrow 0,8 \leq 0,98 \leq 1,25$$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées

- **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{01} = 9.82 \times (4.9)^2 / 8 \Rightarrow M_{01} = 29.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 9.82 \times (4.95)^2 / 8 \Rightarrow M_{02} = 30.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 9.82 \times (4.95)^2 / 8 \Rightarrow M_{03} = 30.08 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -0,5 \text{Max} (M_{01}, M_{02}) \Rightarrow M_B = -0,5 M_{02} \Rightarrow M_B = -15.04 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \text{Max} (M_{02}, M_{03}) \Rightarrow M_C = -0,5 M_{02} \Rightarrow M_C = -15.04 \text{ KN.m}$$

- Les Moments en travées : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.47$

Travée AB

$$(1) \quad \begin{cases} M_t \geq [(1+0.3 \times 0.47) \times 29.47] - (0+15.04)/2 \Rightarrow M_t \geq 26.11 \text{ KN.m} \\ (2) \quad \begin{cases} M_t \geq (1.2+0.3 \times 0.47) 29.47 / 2 \Rightarrow M_t \geq 19.75 \text{ KN.m} \\ M_t = 26.11 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

Travée BC

$$(1) \quad \begin{cases} M_t \geq [(1+0.3 \times 0.47) \times 30.08] - (15.04+15.04)/2 \Rightarrow M_t \geq 19.28 \text{ KN.m} \\ (2) \quad \begin{cases} M_t \geq (1+0.3 \times 0.47) 30.08 / 2 \Rightarrow M_t \geq 17.16 \text{ KN.m} \\ M_t = 19.28 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

Travée CD

$$(1) \quad \begin{cases} M_t \geq [(1+0.3 \times 0.47) \times 30.08] - (15.04+0)/2 \Rightarrow M_t \geq \\ (2) \quad \begin{cases} M_t \geq (1.2+0.3 \times 0.47) 30.08 / 2 \Rightarrow M_t \geq 20.16 \text{ KN.m} \\ M_t = 26.80 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

- Les efforts tranchants

Travée AB

$$V_A = q \frac{l}{2} \Rightarrow V_A = 9.82 \times \frac{4.9}{2} \Rightarrow V_A = 24.06 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1q \frac{l}{2} \Rightarrow V_B = 1.1 \times 9.82 \times \frac{4.9}{2} \Rightarrow V_B = 26.46 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.1q \frac{l}{2} \Rightarrow V_B = 1.1 \times 9.82 \times \frac{4.95}{2} \Rightarrow V_B = 26.73 \text{ KN}$$

$$V_C = 1.1q \frac{l}{2} \Rightarrow V_C = 1.1 \times 9.82 \times \frac{4.95}{2} \Rightarrow V_C = 26.73 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = 1.1q \frac{l}{2} \Rightarrow V_C = 1.1 \times 9.82 \times \frac{4.95}{2} \Rightarrow V_C = 26.73 \text{ KN}$$

$$V_D = q \frac{l}{2} \Rightarrow V_D = 9.82 \times \frac{4.95}{2} \Rightarrow V_D = 24.31 \text{ KN}$$

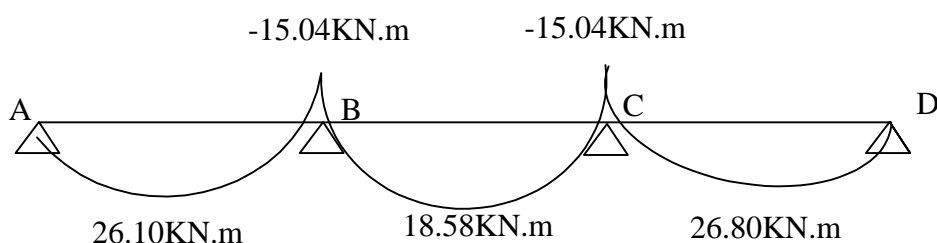


Figure. III. 1. Diagramme des moments fléchissant.

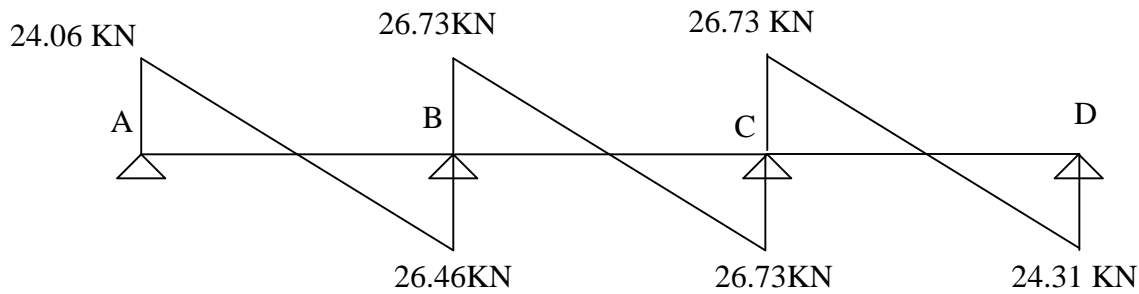


Figure. III.7. Diagramme des efforts tranchants.

b. Calcul à l'E.L.S

- **Calcul des moments isostatiques :** $M_0 = q_s l^2 / 8$

$$M_{01} = 6.91 \times (4.9)^2 / 8 \Rightarrow M_{01} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 6.91 \times (4.95)^2 / 8 \Rightarrow M_{02} = 21.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 6.91 \times (4.95)^2 / 8 \Rightarrow M_{03} = 21.18 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -0,5 \text{Max} (M_{01}, M_{02}) \Rightarrow M_B = -0,5 M_{01} \Rightarrow M_B = -10.59 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \text{Max} (M_{02}, M_{03}) \Rightarrow M_C = -0,5 M_{02} \Rightarrow M_C = -10.59 \text{ KN.m}$$

- **Les Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.47$$

Travée AB

$$(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq [(1+0.3 \times 0.47) 20.73] - (0+10.58)/2 \Rightarrow M_t \geq 18.38 \text{ KN.m} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \times 0.47) 20.73/2 \Rightarrow M_t \geq 13.89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$(2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1.2+0.3 \times 0.47) 20.73/2 \Rightarrow M_t \geq 13.89 \text{ KN.m} \\ M_t \geq [(1+0.3 \times 0.47) 20.73] - (0+10.58)/2 \Rightarrow M_t \geq 18.38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = 18.38 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq [(1+0.3 \times 0.47) 21.16] - (10.58+10.58)/2 \Rightarrow M_t \geq 13.57 \text{ KN.m} \\ M_t \geq (1+0.3 \times 0.47) 21.16/2 \Rightarrow M_t \geq 12.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$(2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \times 0.47) 21.16/2 \Rightarrow M_t \geq 12.07 \text{ KN.m} \\ M_t \geq [(1+0.3 \times 0.47) 21.16] - (10.58+10.58)/2 \Rightarrow M_t \geq 13.57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = 13.57 \text{ KN.m.}$$

Travée CD

$$(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq [(1+0.3 \times 0.47) 21.16] - (10.58+0)/2 \Rightarrow M_t \geq 18.87 \text{ KN.m} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \times 0.47) 21.16/2 \Rightarrow M_t \geq 14.18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$(2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1.2+0.3 \times 0.47) 21.16/2 \Rightarrow M_t \geq 14.18 \text{ KN.m} \\ M_t \geq [(1+0.3 \times 0.47) 21.16] - (10.58+0)/2 \Rightarrow M_t \geq 18.87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = 18.87 \text{ KN.m.}$$

▪ **Les efforts tranchants**

Travée AB

$$V_A = q \frac{l}{2} \Rightarrow V_A = 6.91 \times \frac{4.9}{2} \Rightarrow V_A = 16.92 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1q \frac{l}{2} \Rightarrow V_B = 1.1 \times 6.91 \times \frac{4.9}{2} \Rightarrow V_B = 18.62 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.1q \frac{l}{2} \Rightarrow V_B = 1.1 \times 6.91 \times \frac{4.95}{2} \Rightarrow V_B = 18.81 \text{ KN}$$

$$V_C = 1.1q \frac{l}{2} \Rightarrow V_C = 1.1 \times 6.91 \times \frac{4.95}{2} \Rightarrow V_C = 18.81 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = 1.1q \frac{l}{2} \Rightarrow V_C = 1.1 \times 6.91 \times \frac{4.95}{2} \Rightarrow V_C = 18.81 \text{ KN}$$

$$V_D = q \frac{l}{2} \Rightarrow V_D = 6.91 \times \frac{4.95}{2} \Rightarrow V_D = 17.10 \text{ KN}$$

Type 1 : à L'E.L.U

Planchers,	travées	L	q _u	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
		(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
Sous sol, RDC, étage 1.	AB	4.90	9.82	29.48	0	-15.04	26.11	24.06	26.46
	BC	4.95	9.82	30.08	-15.04	-12.03	20.79	26.74	24.31
	CD	4.95	9.82	30.08	-12.03	-15.04	20.79	24.31	26.74
	DE	4.95	9.82	30.08	-15.4	0	26.11	26.74	24.37
Etage 2 à 7	AB	4.90	6.41	19.24	0	-9.82	15.54	15.7	17.27
	BC	4.95	6.41	19.63	-9.82	-7.85	12.03	17.45	15.87
	CD	4.95	6.41	19.63	-7.85	-9.82	12.03	15.87	17.45
	DE	4.95	6.41	19.63	-9.82	0	15.96	17.45	15.87
Plancher terrasse	AB	4.90	6.65	19.96	0	-10.18	15.86	16.29	17.92
	BC	4.95	6.65	20.37	-10.18	-8.15	12.22	18.11	16.45
	CD	4.95	6.65	20.37	-8.15	-10.18	12.22	16.46	18.10
	DE	4.95	6.65	20.37	-10.18	0	16.29	18.11	16.46

Tableau III.1. Les sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELU.

A l'ELS

Planchers, Sous sol, RDC, étage 1.	travées	L (m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
	AB	4.90	6.91	20.75	0	-10.59	18.38	16.92	18.62
	BC	4.95	6.91	21.18	-10.59	-8.47	14.63	18.81	17.10
	CD	4.95	6.91	21.18	-8.47	-10.47	14.63	17.10	18.81
	DE	4.95	6.91	21.18	-10.47	0	18.38	18.81	17.10
Etage 2 à 7	AB	4.90	4.64	13.92	0	-7.10	11.25	11.36	12.50
	BC	4.95	4.64	14.21	-7.10	-5.68	8.71	12.63	11.48
	CD	4.95	4.64	14.21	-5.68	-7.10	8.71	11.48	12.63
	DE	4.95	4.64	14.21	-7.10	0	11.55	12.63	11.48
Plancher terrasse	AB	4.90	4.85	14.57	0	-7.43	11.58	11.88	13.07
	BC	4.95	4.85	14.87	-7.43	-5.87	8.92	13.20	12.00
	CD	4.95	4.85	14.87	-5.87	-7.43	8.92	12.00	13.20
	DE	4.95	4.85	14.87	-7.43	0	11.89	13.20	12.00

Tableau III. 2. Les sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELS.

Type 2 : à l'ELU

Planchers, Sous sol, RDC.	travées	L (m)	q_u (KN/m)	X (m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
	AB	4.90	9.82	2.04	0	-19.51	20.53	20.08	28.04
	BC	4.95	9.82	2.56	-19.51	-15.08	12.83	25.19	23.40
	CD	4.95	9.82	2.55	-15.08	-11.32	16.91	25.07	23.54
	DE	2.60	9.82	1.55	-11.32	-4.77	0.57	18.95	6.57
	EF	2.35	9.82	1.38	-4.77	0	4.60	25.10	9.50

Tableau III. 3 Les sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELU.

- À l'ELS

Planchers, Sous sol, RDC.	travées	L (m)	q_s (KN/m)	X (m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
	AB	4.90	6.91	2.04	0	-13.59	14.51	14.15	19.70
	BC	4.95	6.91	2.56	-13.59	-10.50	9.16	17.72	16.47
	CD	4.95	6.91	2.55	-10.50	-7.88	12.00	17.63	16.57
	DE	2.60	6.91	1.55	-7.88	-3.32	0.46	10.73	7.22
	EF	2.35	6.91	1.38	-3.32	0	3.25	9.53	6.70

Tableau III. 4 Les sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELS.

-Type 3 : à L'ELU

Planchers, Sous sol, RDC.	travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
	AB	4.90	9.82	29.48	0	-15.04	26.11	24.06	26.46
	BC	4.95	9.82	30.08	-15.04	-15.04	19.28	26.73	26.73
	CD	4.95	9.82	30.08	-15.04	0	26.80	26.73	24.31

Tableau III.5. Les sollicitations de la poutrelle type 3 à l'ELU.

-À L'ELS

Planchers, Sous sol, RDC.	travées	L (m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
	AB	4.90	6.91	20.75	0	-10.59	18.38	16.92	18.62
	BC	4.95	6.91	21.18	-10.59	-10.59	13.57	18.81	18.81
	CD	4.95	6.91	21.18	-10.59	0	18.87	18.81	17.10

Tableau III.6. Les sollicitations de la poutrelle type 3 à l'ELS.

-Type 4 : à L'ELU

Planchers, Sous sol, RDC, étage 1.	travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
	AB	4.90	9.82	29.48	0	-18.05	24.61	24.06	27.66
	BC	4.95	9.82	30.08	-18.05	0	25.30	27.96	24.31
Etage 2 à 7	AB	4.90	6.41	19.24	0	-11.78	14.56	15.70	18.05
	BC	4.95	6.41	19.63	-11.78	0	14.98	18.25	15.87
Plancher terrasse	AB	4.90	6.65	19.96	0	-12.22	14.85	16.29	18.73
	BC	4.95	6.65	20.37	-12.22	0	15.28	18.93	16.46

Tableau III.7. Les sollicitations de la poutrelle type 4 à l'ELU.

-À L'ELS

Planchers, Sous sol, RDC, étage 1.	travées	L (m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
	AB	4.90	6.91	20.75	0	-12.70	17.32	16.92	19.46
	BC	4.95	6.91	21.18	-12.70	0	17.81	19.66	17.10
Etage 2 à 7	AB	4.90	4.64	13.92	0	-8.52	10.54	11.36	13.03
	BC	4.95	4.64	14.21	-8.52	0	14.84	13.20	11.47
Plancher terrasse	AB	4.90	4.85	14.57	0	-8.92	10.84	11.88	13.66
	BC	4.95	4.85	14.87	-8.92	0	11.15	13.80	12.00

Tableau III.8. Les sollicitations de la poutrelle type 4 à l'ELS.

-Type 5 : à L'ELU

Etage 1	travées	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Etage 1	AB	4.90	9.82	30.08	0	-18.05	25.30	24.31	27.96
	BC	4.95	9.82	30.08	-18.05	0	25.30	27.96	24.31
Etage 2 à 7	AB	4.90	6.41	19.63	0	-11.78	14.98	15.87	18.25
	BC	4.95	6.41	19.63	-11.78	0	14.98	18.25	15.87
Plancher terrasse	AB	4.90	6.65	20.37	0	-12.22	15.28	16.46	18.93
	BC	4.95	6.65	20.37	-12.22	0	15.28	18.93	16.46

Tableau III.9. Les sollicitations de la poutrelle type 5 à l'ELU.

-à L'ELS

Etage 1	travées	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Etage 1	AB	4.95	6.91	21.18	0	-12.70	17.81	17.10	19.66
	BC	4.95	6.91	21.18	-12.70	0	17.81	19.66	17.10
Etage 2 à 7	AB	4.95	4.64	14.21	0	-8.52	10.84	11.48	13.20
	BC	4.95	4.64	14.21	-8.52	0	10.84	13.20	11.48
Plancher terrasse	AB	4.95	4.85	14.87	0	-8.92	11.15	12.00	13.80
	BC	4.95	4.85	14.87	-8.92	0	11.15	13.80	12.00

Tableau III.10. Les sollicitations de la poutrelle type 5 à l'ELS.

-Type 6 À L'ELU

Etage 1	travées	L (m)	q _u (KN/m)	X (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Etage 1	AB	4.95	9.82	2.11	0	-17.68	21.89	20.74	27.88
	BC	2.60	9.82	1.99	-17.68	0	1.81	19.56	5.96
Etage 2 à 7	AB	4.95	6.41	2.15	0	-10.30	14.82	13.78	17.95
	BC	2.60	6.41	1.91	-10.30	0	1.49	12.29	4.37
Plancher terrasse	AB	4.95	6.65	2.16	0	-10.30	15.54	14.38	18.54
	BC	2.60	6.65	1.89	-10.30	0	1.65	12.60	4.68

Tableau III.11. Les sollicitations de la poutrelle type 6 à l'ELU.

-à L'ELS

	travées	L (m)	q _s (KN/m)	X (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Etage 1	AB	4.95	6.91	2.11	0	-12.32	15.47	14.61	19.59
	BC	2.60	6.91	1.99	-12.32	0	1.30	13.72	4.24
Etage 2 à 7	AB	4.95	4.64	2.15	0	-7.39	10.75	10.00	12.97
	BC	2.60	4.64	1.91	-7.39	0	1.09	8.87	3.18
Plancher terrasse	AB	4.95	4.85	2.16	0	-7.47	11.37	10.49	13.51
	BC	2.60	4.85	1.89	-7.47	0	1.21	9.17	3.43

Tableau III.12. Les sollicitations de la poutrelle type 6 à l'ELS.

-Type 7 : À L'ELU

Planchers, Sous sol, RDC, étage 1.	travées	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
	AB	2.60	9.82	8.30	0	-4.98	6.98	12.77	14.68
	BC	2.35	9.82	6.78	-4.98	0	5.24	13.26	11.54
Etage 2 à 7	AB	2.60	6.41	5.41	0	-3.25	4.13	8.33	9.58
	BC	2.35	6.41	4.42	-3.25	0	3.07	8.66	7.53
Plancher terrasse	AB	2.60	6.65	5.62	0	-3.37	4.21	8.64	9.94
	BC	2.35	6.65	4.59	-3.37	0	3.13	8.98	7.81

Tableau III.13. Les sollicitations de la poutrelle type 7 à l'ELU.

-À L'ELS

Planchers, Sous sol, RDC, étage 1.	travées	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
	AB	2.60	6.91	5.84	0	-3.50	4.91	8.98	10.33
	BC	2.35	6.91	4.77	-3.50	0	3.69	9.33	8.11
Etage 2 à 7	AB	2.60	4.64	3.92	0	-2.35	3	6.03	6.93
	BC	2.35	4.64	3.20	-2.35	0	2.22	6.26	5.45
Plancher terrasse	AB	2.60	4.85	4.10	0	-2.46	3.07	6.30	7.25
	BC	2.35	4.85	3.35	-2.46	0	2.28	6.55	5.69

Tableau III.14. Les sollicitations de la poutrelle type 7 à l'ELS.

- **Les sollicitations maximales**

poutrelles	ELU	ELS
Planchers Sous sol, RDC,	$M_t = 26.8 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -15.04 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -4.51 \text{ KN.m}$ $V_u = 26.73 \text{ KN}$	$M_t = 18.87 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -10.59 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -3.08 \text{ KN.m}$ $V_u = 18.81 \text{ KN}$
Etage 1	$M_t = 25.30 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -18.05 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -4.51 \text{ KN.m}$ $V_u = 27.96 \text{ KN}$	$M_t = 17.81 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -12.70 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -3.17 \text{ KN.m}$ $V_u = 19.66 \text{ KN}$
Etage 2 à 8	$M_t = 15.96 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -9.82 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -2.94 \text{ KN.m}$ $V_u = 17.45 \text{ KN}$	$M_t = 11.55 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -7.10 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -2.13 \text{ KN.m}$ $V_u = 12.63 \text{ KN}$

Tableau III. 15. Les sollicitations maximales dans les poutrelles.

III. 3.4. Ferrailage des poutrelles

a. Calcul à l'E.L.U

- **Plancher sous sol, RDC**

Le calcul se fera pour une section en T.

- **En travée**

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2) \dots \dots \dots$ Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,05 \times (0,19 - 0,05/2) \Rightarrow M_{tu} = 76,14 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h = 65 \times 21$.

$$\mu_{bu} = M_t / b \cdot d^2 \times f_{bu}; \quad d = 0,9 h$$

$$\mu_{bu} = \frac{26,8 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,19)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,08; \quad \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,08 < \mu_1 = 0,3916 \Rightarrow A' = 0; \quad \alpha = [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] / 0,8 \Rightarrow \alpha = 0,105$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,182 \text{ m}; \quad f_{st} = f_e / \gamma_s \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_t = M_t / z \times f_{st.} \Rightarrow A_t = 4,23 \text{ cm}^2$$

On adopte donc : 1T12+2T16= 5.15cm².

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,19 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,49 \text{ cm}^2 < A_t \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **En appui intermédiaire** : Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $b_0 \times h$.

$$M_{ai} = -15,04 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = 15,04 \times 10^{-3} / 0,1 \cdot (0,19)^2 \times 14,2 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,294$$

$$\alpha = [1 - (1 - 2 \times 0,294)^{1/2}] / 0,8 \Rightarrow \alpha = 0,325; \quad z = 0,19 (1 - 0,4 \times 0,325) \Rightarrow z = 0,214 \text{ m}$$

$$A_{ai} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

On adopte donc : $2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,19 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **En appui de rive**

$$M_{ai} = -4,51 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = 4,51 \times 10^{-3} / 0,1 \cdot (0,19)^2 \times 14,2 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,088$$

$$\alpha = [1 - (1 - 2 \times 0,088)^{1/2}] / 0,8 \Rightarrow \alpha = 0,105; \quad z = 0,19 (1 - 0,4 \times 0,105) \Rightarrow z = 0,198 \text{ m}$$

$$A_{ai} = 0,65 \text{ cm}^2. \quad \text{On adopte donc : } 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification à l'ELU**

Cisaillement

$$V_u = 26,73 \text{ KN}; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{26,73 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,19} \Rightarrow \tau_u = 1,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}] = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

Choix des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35, b_0/10, \Phi_t^{\min})$$

$$\Phi_t \leq \min (6, 10, 12) \Rightarrow \text{on opte pour } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

L'espace

$$St \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 17,1 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 41,55 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } St = 15 \text{ cm.}$$

Vérification de la jonction table nervure $b_1 = b - b_0/2 \Rightarrow b_1 = 0,275 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 1,32 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

- **Vérification à l'effort tranchant**

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) au niveau l'appui:

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(26.73 \times 10^{-3} - \frac{26.8 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.19} \right) = -3.74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} = 0.0033 \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e} = 0.002 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

K=1 fissuration peu nuisible.

b. Vérification des poutrelles à l'ELS

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

- **En travée**

$$M_t = 18.87 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = -2.69 \cdot 10^{-4} < 0 \text{ donc l'axe neutre passe par la nervure}$$

Vérification d'une section en T

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 \times A + (b - b_0) \times h_0] y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2} y^2 + [15 \times 5.15 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.05] y - 15 \times 5.15 \times 10^{-4} \times 0.19 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.05^2}{2} = 0$$

$$0.05y^2 + 0.035y - 0.0021 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.04; \quad y = 0.04 \text{ m}$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.04)^3 - \frac{(0.65 - 0.1) \times (0.04 - 0.05)^3}{3} + 15 \times 5.15 \times 10^{-4} \times (0.19 - 0.04)^2 \Rightarrow I = 9351.26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{18.87 \times 10^{-3}}{9351.26 \times 10^{-8}} \times 0.04$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 8.14 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad .$$

-En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = -10.59 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_{ai} = 2.26 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = 3.37 \times 10^{-4} > 0 \text{ donc l'axe neutre passe par la table de compression.}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 0.05y^2 + 0.0033y - 0.00064 = 0$$

$$y = 0.03 \text{ m}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6472.23 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.59 \times 10^{-3}}{6472.23 \times 10^{-8}} \times 0.03 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{ Vérifié.}$$

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

La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Evaluation de la flèche**

CBA 93 (Article B.6.5.1)

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} V$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{21}{495} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0.042 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification

à la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{495}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0.99 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 32164.19 \text{ Mpa} \\ E_v = \frac{E_i}{3} \Rightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{5.15 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.19} \Rightarrow \rho = 0.027$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$A'_s = 0 ; I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{65 \times 21^3}{12} + 15 \left[5.15 \left(\frac{21}{2} - 19 \right)^2 \right] \Rightarrow I_0 = 55745.06 \text{ cm}^4$$

▪ Caractéristiques de la section

$$y = 0.04\text{m} ; \quad E_i = 32164.19 \text{ Mpa} ; \quad E_v = 10721.4 \text{ Mpa} , \quad I_0 = 55745.06 \text{ cm}^4 ; \quad I = 6472.23 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{10}{65}) \times 0.027} \Rightarrow \lambda_i = 1.57 ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 1.57 \Rightarrow \lambda_v = 0.63$$

- Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.94 \Rightarrow q_{jser} = 1.911 \text{ KN/ml}$$

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0.65 \times 4.34 \Rightarrow q_{gser} = 2.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) ; \quad q_{pser} = 0.65 \times 9.34 \Rightarrow q_{pser} = 6.07 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 4.38 \text{ KN.m} ; \quad M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 6.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 13.94 \text{ KN.m}$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 49.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 73.46 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 158.134 \text{Mpa}$$

Inerties fictives (If) $\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.509$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.634 \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.8; \text{ 09 Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{ij} = 0.00016 \text{m}^4 ; \quad I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{ig} = 0.00014 \text{m}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{ip} = 0.00013 \text{m}^4 ; \quad I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{vg} = 0.00021 \text{m}^4$$

$$f_{ji} = 1.99 \text{ mm} ; \quad f_{gi} = 3.26 \text{ mm} ; \quad f_{pi} = 7.98 \text{ mm} ; \quad f_{vg} = 6.85 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 6.85 - 1.99 + 7.98 - 3.26 \Rightarrow \Delta f_t = 9.58 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 9.58 \text{ cm} \leq f_{adm} = 9.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

élément	nature	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ (cm}^2)$	$A_{choisie} \text{ (cm}^2)$
Planchers Sous sol, RDC,	travée	26.8	0.08	0.105	0.182	4.23	1.49	1T12+2T16=5.15
	App (inter)	-15.04	0.294	0.325	0.214	2.01	0.22	2T12=2.26
	App (rive)	-4.51	0.088	0.105	0.198	0.65	0.22	1T12=1.13
Etage 1	travée	25.3	0.076	0.099	0.182	3.98	1.49	1T12+2T16=5.15
	App (inter)	-18.05	0.352	0.382	0.219	2.36	0.22	2T14=3.08
	App (rive)	-4.51	0.088	0.105	0.198	0.65	0.22	1T14=1.54
Etage 2 à 8	travée	15.96	0.048	0.061	0.185	2.47	1.49	1T10+2T12=2.75
	App (inter)	-9.82	0.192	0.22	0.206	1.36	0.22	2T10=1.57
	App (rive)	-2.94	0.057	0.069	0.195	0.43	0.22	1T10=0.79

Tableau III.16. Ferrailage des poutrelles des différents étages

élément	$f_g^i \text{ (mm)}$	$f_g^v \text{ (mm)}$	$f_j^i \text{ (mm)}$	$f_p^i \text{ (mm)}$	$\Delta f \text{ (mm)}$	$f_{adm} \text{ (mm)}$	Observation
Planchers Sous sol, RDC	3.26	6.85	1.99	3.98	9.58	9.9	Vérifiée
Etage 1	3.26	6.85	1.99	3.98	9.58	9.9	Vérifiée
Etage 2 à 8	5.66	10.37	3.33	8.25	9.62	9.9	Vérifiée

Tableau III.17 Evaluation des flèches de différentes poutrelles

Planchers	Schéma de ferrailage	
	En travée et appui intermédiaire	En appuis de rive
Planchers Sous sol, RDC		
Etage 1		
Etage 2 à 8		

Tableau III.18 Schémas de ferrailage des poutrelles

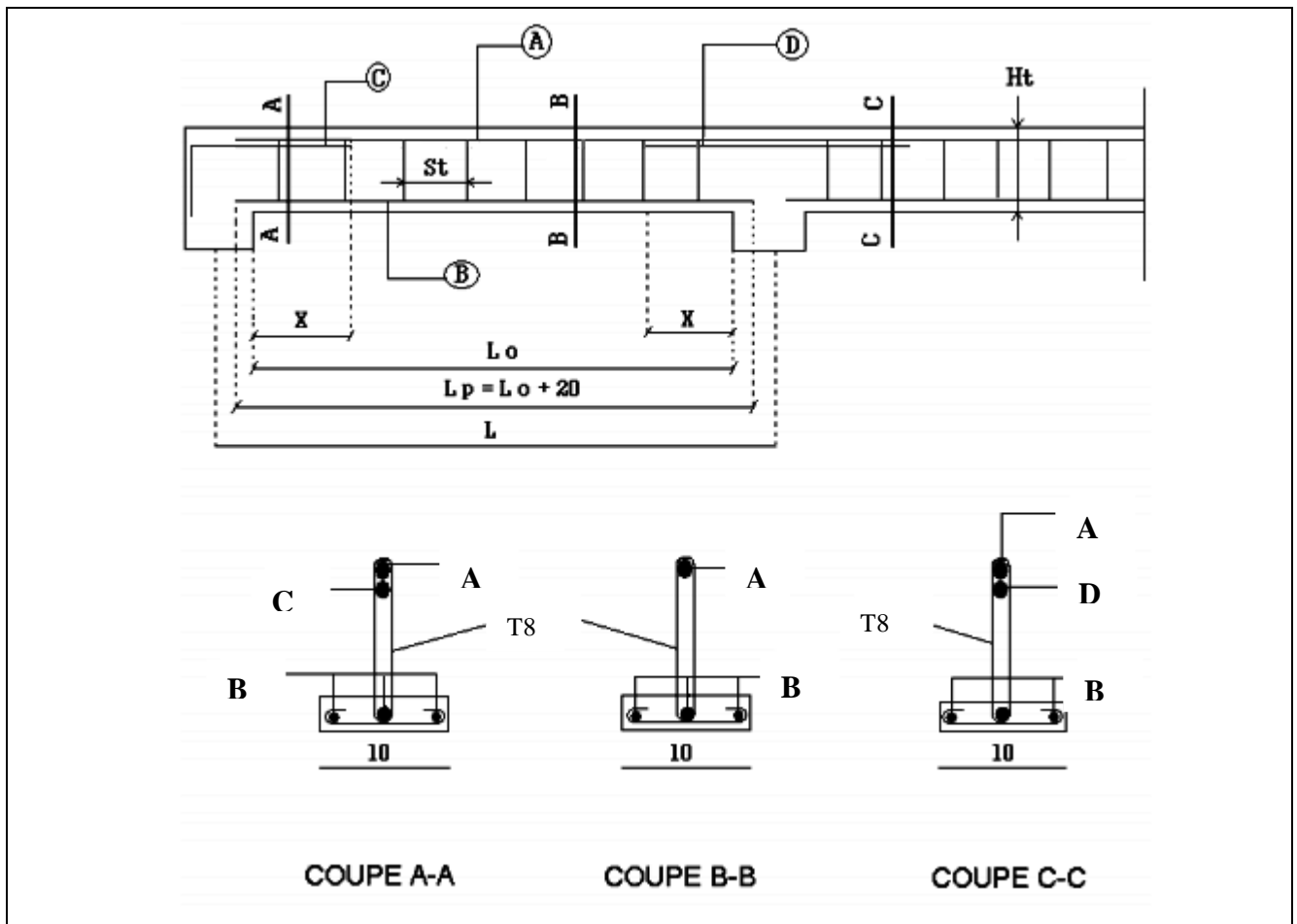


Figure.III.8. Détail ferrailage des poutrelles

$X = \max (L_a ; L/4)$ pour les travées de rive.

$X = \max (L_a ; L/5)$ pour les travées intermédiaire.

L_a : longueur d'ancrage

L : longueur maximale entre les deux panneaux encadrant l'appui.

III.3.5. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

- **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 0.65}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

CBA 93 (B.6.8.4.2.3)

- **Les armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0.65}{2} \Rightarrow A_{//} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte :

$$A_{\perp} = 5 \phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

$$A_{//} = 5 \phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

On prend un treillis soudé $\phi 6$ (200×200)

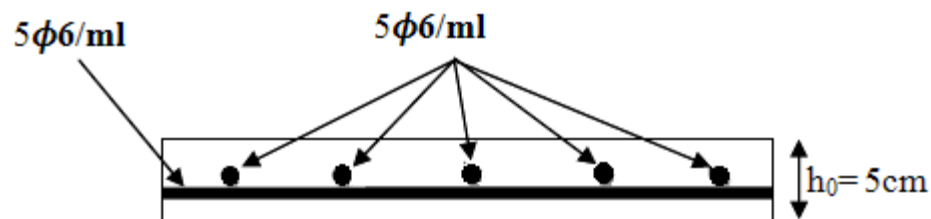


Figure III.9. Ferrailage de la dalle de compression

III.4. Etude des dalles pleines

III.4.1. Dalle sur trois appuis (étages 2 à 8)

$$G = 4.4 \text{ KN/m}^2; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2; h = 12 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.33$$

a. Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.19 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 5.9 \text{ KN/m}^2$$

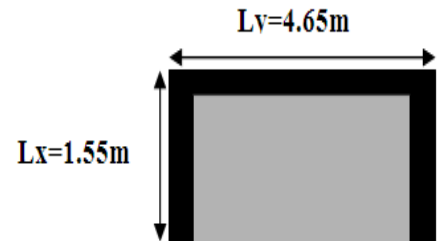


Fig III.10. dalle sur trois appuis

b. Calcul à l'ELU

• Méthode de calcul

On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suite :

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q_u l_x^3}{3} ; \\ M_0^y = \frac{q_u l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas : } l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q_u l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u l_y^3}{48} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow M_0^x = \frac{q_u l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q_u l_x^3}{3} \Rightarrow M_0^x = 25.41 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{q_u l_x^3}{6} \Rightarrow M_0^y = 5.08 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

-En travée (panneau de rive) : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 21.6 \text{ KN.m}$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 4.32 \text{ KN.m}$$

-En appui de rive : $M_a^x = 0.3 M_0^x \Rightarrow M_a^x = -7.62 \text{ KN.m}$

• L'effort tranchant : $V_{\max} = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 16.34 \text{ KN}$

c. Calcul du ferrailage

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

Le diamètre des armatures : $\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{120}{10} = 12mm$. Soit $\Phi = 12mm$

Le sens x-x : $dx = h - \frac{\Phi}{2} - e \Rightarrow dx = 9.4cm$

Le sens y-y : $dy = d_x - \Phi \Rightarrow dy = 8.2 cm$

- **En travée**

-Sens x-x : $M_{tx} = 21.6 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot dx^2 \times f_{bu}} = 0.172; \quad \mu_{bu} = 0.72 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.237; \quad z = d_x (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.085m.$$

$$A_t = M_{tx} / z \times f_{st} \Rightarrow A_t = 7.29 \text{ cm}^2; \quad \text{on adopte pour } 7HA12 = 7.92 \text{ cm}^2.$$

Espacement : $St \leq \text{Min} (45cm, 4.h) = 45cm \Rightarrow St = 14 \text{ cm}.$

-Sens y-y : $M_{ty} = 4.32 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot dy^2 \times f_{bu}} = 0.045; \quad \mu_{bu} = 0.035 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.057; \quad z = d_y (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.08m.$$

$$A_t = M_{ty} / z \times f_{st} \Rightarrow A_t = 1.54 \text{ cm}^2; \quad \text{on adopte pour } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Espacement : $St \leq \text{Min} (33cm, 3h) = 33cm \Rightarrow St = 25cm.$

- **En appuis**

$$M_a = 7.62 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = 0.053; \quad \alpha = 0.069$$

$$z = 0.097m \Rightarrow A_a = 2.25 \text{ cm}^2; \quad \text{on adopte pour } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

Vérification des armatures secondaires

$$A_y^t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x^t}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

d. Vérifications à l'ELU

-Condition de non fragilité

-Sens x-x

$$A_{\min} = \alpha_0 \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.33}{2} \right) 100 \times 12 \Rightarrow A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2 < A_{\text{opt}} = 7.92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

Sens y-y

$$A_{\min} = \alpha_0 \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 \Rightarrow A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 < A_{\text{opt}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{16.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.16 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{pas d'armature}$$

transversales.

e. Vérification à l'ELS**-Calcul de M_0^x et M_0^y**

$$M_0^x = \frac{q_s l_x^2 l_y}{2} - \frac{2q_s l_x^3}{3} \Rightarrow M_0^x = 18.3 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{q_s l_x^3}{6} \Rightarrow M_0^y = 3.66 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

-En travée : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 15.55 \text{ KN.m}$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 3.11 \text{ KN.m}$$

-En appui : $M_a^x = -0.3 M_0^x \Rightarrow M_a^x = -5.49 \text{ KN.m}$

-L'effort tranchant : $V_{\max} = q_s \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{a}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 3.92 \text{ KN.}$

- **La contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

-Sens x-x

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.75 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5550.20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^y = 10.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

-Sens y-y

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.1 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2180 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^x = 4.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation**

-Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} > \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \Leftrightarrow 0.077 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0067 > 0.005 \dots \dots \dots \text{non Vérifié.}$

-Sens y-y

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_0^y} \Leftrightarrow 0.025 < 0.042 \dots \dots \dots \text{non Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0020 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

• Evaluation de la flèche

	$f_g^i (mm)$	$f_g^v (mm)$	$f_j^i (mm)$	$f_p^i (mm)$	$\Delta f (mm)$	$f_{adm} (mm)$	Observation
Sens-x	1.12	2.2	0.63	1.66	2.11	3.1	Vérifiée
Sens-y	0.94	2.83	0.64	1.26	2.51	9.3	Vérifiée

Tableau III.19. Evaluation des flèches de la dalle sur trois appuis

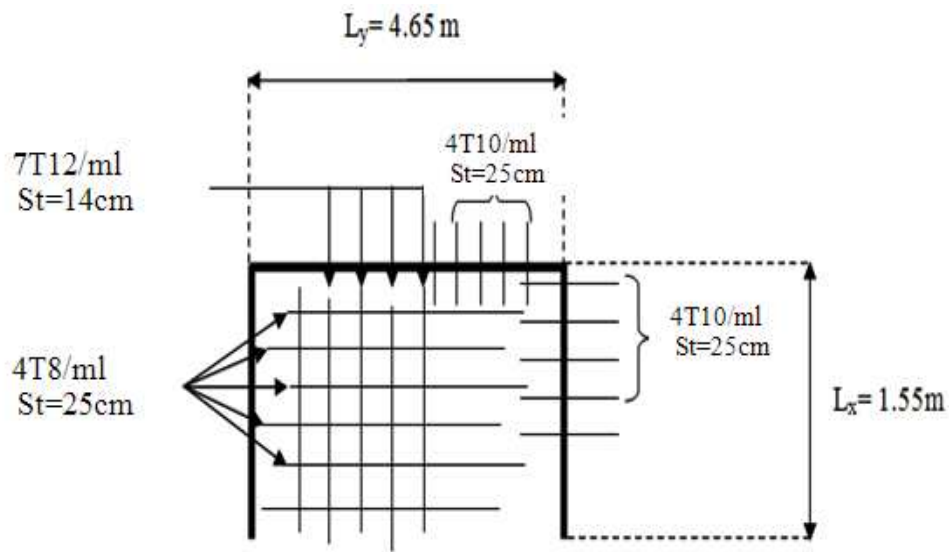


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

III.4.2. Dalle sur deux appuis (étages 2 à 8)

$G = 4.4 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$; $h = 12 \text{ cm}$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.34 < 0.4$ la dalle porte dans un seul sens (x-x).

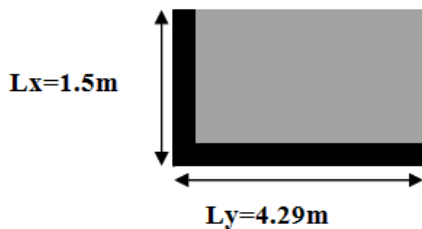


Fig III.12. dalle sur deux appuis

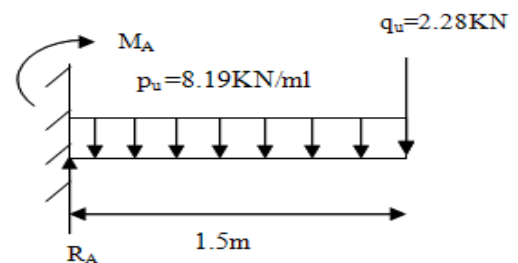


Fig.III.13. Schéma statique

a) Calcul des sollicitations

P_u (KN/m)	q_u (KN)	R_a (KN)	M_a (KN.m)
8.19	2.28	14.56	12.63

Tableau III.20. Les sollicitations à l'ELU correspondant à la dalle sur deux appuis

-calcul de ferrailage

μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)	A_r (cm ² /ml)
0.089	0.116	0.095	3.81	1.20	5HA10=3.93	20	5HA6=1.41

Tableau III.21. Ferrailage correspondant à la dalle sur deux appuis

• Vérification a l'ELU

ϕ (mm)	S_t (cm)	V (KN)	τ_U (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	observation
$10 \leq 12$	$20 < 33$	14.56	0.14	1.25	vérifiée

Tableau III.22. Vérification à l'ELU de la dalle sur deux appuis

• Vérification a l'ELS

-Calcul des sollicitations

P_s (KN/m)	q_s (KN)	R_a (KN)	M_a (KN.m)
5.9	1.69	10.54	9.17

Tableau III.23. Les sollicitations à l'ELS correspondant à la dalle sur deux appuis

Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	observation
0.028	3.7846×10^{-5}	7.01	15	vérifiée

Tableau III.24. Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle sur trois appuis

• Etat limite d'ouverture des fissures

BAEL91 (Art. B.7.5)

Puisque la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

• Etat limite de déformation

BAEL91 (Art. B.7.5)

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0056 > 0.005 \dots \dots \dots \text{non Vérifié.}$$

• Evaluation de la flèche

f_g^i (mm)	f_g^v (mm)	f_j^i (mm)	f_p^i (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
2.53	4.2	0.13	2.91	4.4	6	vérifiée

Tableau III.25. Evaluation des flèches de la dalle sur deux appuis

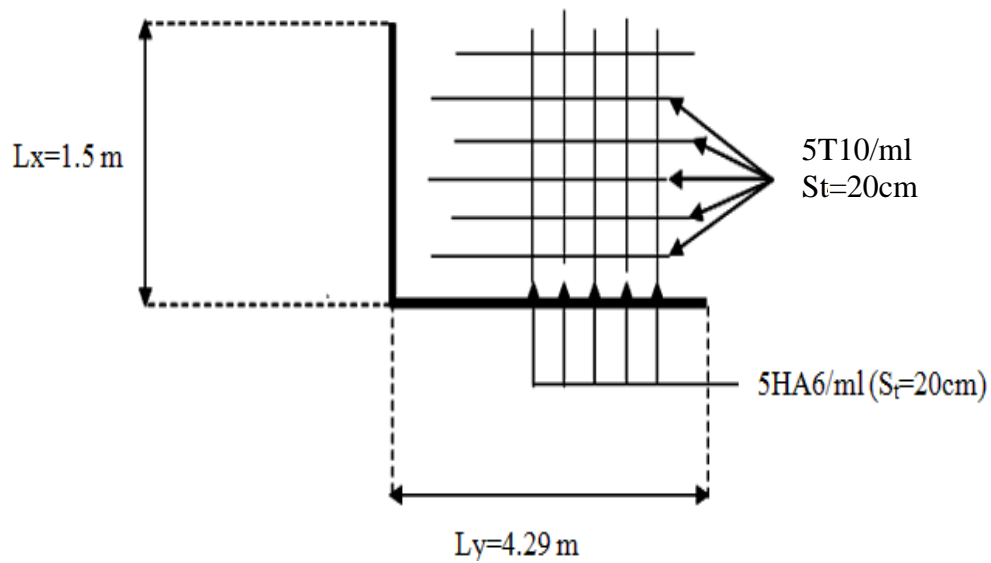


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.4.3. Dalle sur deux appuis (étages 1 à 8)

$$G = 4.4 \text{ KN/m}^2; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.6 > 0.4 \text{ la dalle porte dans les deux sens.}$$

a) Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 9.4 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul à l'ELU

▪ Calcul des moments

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times l_x^2 \times P_U \Rightarrow M_{ox} = 3.78 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y \Rightarrow M_{oy} = 1.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et sur toute la portée.

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} \Rightarrow M_x^t = 0.85 \times (3.78) \Rightarrow M_x^t = 3.21 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{oy} \Rightarrow M_y^t = 0.85 \times (1.11) \Rightarrow M_y^t = 0.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis : $M_x^a = 0.3 \times M_{ox} \Rightarrow M_x^a = 0.3 \times (3.78) \Rightarrow M_x^a = 1.13 \text{ KN.m}$

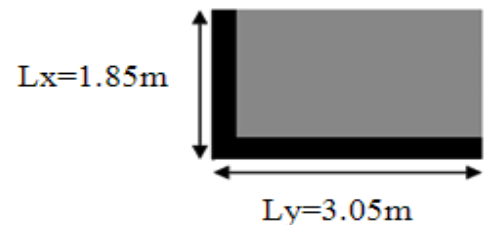


Fig.III.15. dalle sur deux appuis

	En travée							
	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)	S_t (cm ²)
Sens-x	3.21	0.022	0.028	0.098	0.93	1.14	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.94	0.006	0.008	0.099	0.27	0.96	4HA8=2.01	25
En appui								
Sens-x et y	1.13	0.008	0.01	0.099	0.32	1.14	4HA8=2.01	25

Tableau III.26. Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis

- **Vérification a l'ELU**

	ϕ (mm)	S_t (cm)	V (KN)	τ_U (Mpa)	τ_U^{adm} (Mpa)	observation
Sens-x	8<12	25<33	8.28	0.828	1.25	Vérifiée
Sens-y	8<12	25<45	5.36	0.828	1.25	vérifiée

Tableau III.27. Vérification à l'ELU de la dalle pleine sur deux appuis

- **Vérification a l'ELS**

$$M_{0x}=3.21\text{KN.m} \quad M_{0y}=0.94\text{KN.m}$$

	En travée					
	M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^{adm} (Mpa)	observation
Sens-x	2.37	0.028	3.7846×10^{-5}	1.81	15	Vérifiée
Sens-y	1.11	0.028	3.7846×10^{-5}	0.85	15	Vérifiée
En appui						
Sens-x et y	0.83	0.028	3.7846×10^{-5}	0.64	15	vérifiée

Tableau III.28 Vérification à l'ELS de la dalle pleine sur deux appuis

- **Etat limite d'ouverture des fissures** BAEL91 (Art. B.7.5)

Puisque la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

- **Etat limite de déformation** BAEL91 (Art. B.7.5)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire.

• **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire.

Sens x-x

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.064 > 0.036 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.002 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.039 < 0.05 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.002 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans le sens y.

• **Evaluation de la flèche**

	$f_g^i (mm)$	$f_g^v (mm)$	$f_j^i (mm)$	$f_p^i (mm)$	$\Delta f (mm)$	$f_{adm} (mm)$	Observation
Sens y-y	0.09	0.27	0.06	0.19	0.31	6.1	vérifiée

Tableau III.29. Evaluation des flèches de la dalle sur deux appuis

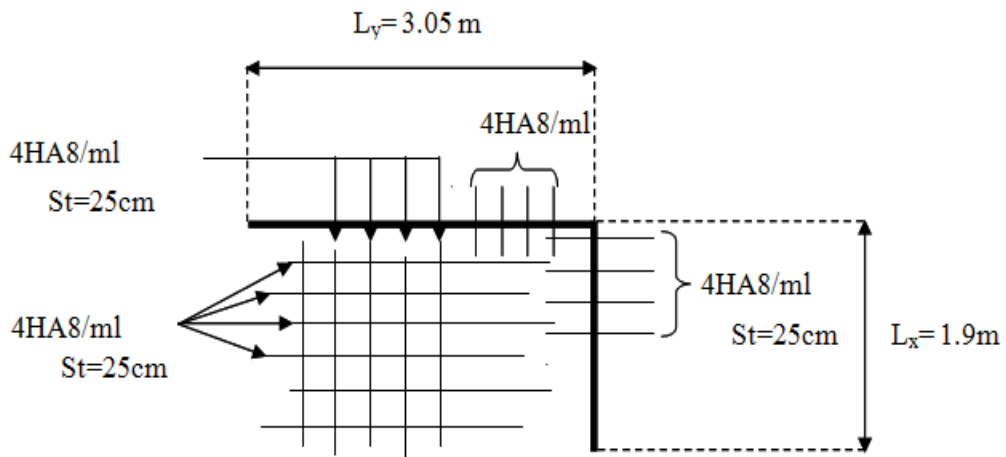


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.5. Etude des escaliers

$G_v = 8 \text{ KN/m}^2;$ $G_p=5.4 \text{ KN/m}^2;$ $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

a. Calcul des sollicitations

• **A L'ELU**

Volée : $q_v=1.35 \times 8+1.5 \times 2.5 = 14.55 \text{ KN/m.}$

Palier : $q_p=1.35 \times 5.4+1.5 \times 2.5 = 11.04 \text{ KN/m.}$

• **A L'ELS**

Volée : $q_v=8+2.5=10.5 \text{ KN/m.}$

Palier : $q_p=5.4+2.5=7.9 \text{ KN/m.}$

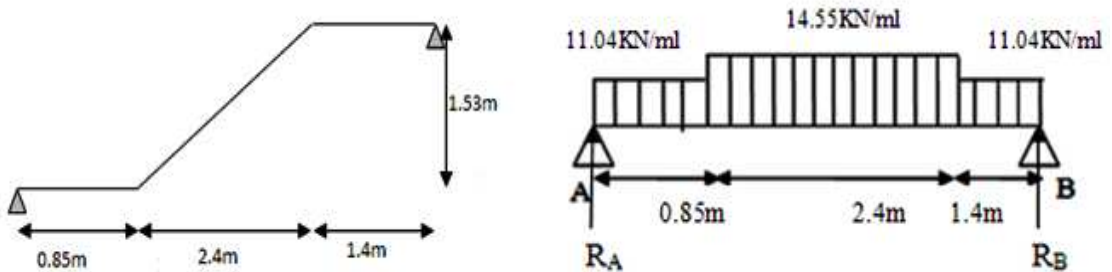


Fig.III.17. Schéma statique d'escalier

	$q_{eq}(\text{KN.m})$	$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$M_0 (\text{KN.m})$	$M_t^{\max} (\text{KN.m})$	$M_A=M_B^{\max} (\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	12.21	30.37	29.38	36.97	27.73	18.48	30.37
ELS	8.76	21.85	21.11	26.64	22.64	10.65	21.85

Tableau III.30. Les sollicitations correspondant aux escaliers

a) Calcul du Ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$; $d = 14 \text{ cm}$.

	$M (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{Adopté} (\text{cm}^2)$	$S_t \text{ cm}$
En travée	27.73	0.099	0.131	0.132	6.012	4HA14 = 6.16	25
En appui	18.48	0.066	0.086	0.135	3.932	4HA12=4.52	25

Tableau III.31. Ferrailage de la volée des escaliers

• **Les armatures de répartition**

$A_r = A_s/4 \Rightarrow$ En travée : $A_r = 6.16/4 = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

En appui : $A_r = 3.14/4 = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Donc, on adopte : 4HA8 = 2.01 cm²; $S_t=25 \text{ cm}$.

b) Vérification à l'ELU

- **la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times 2.1 / 400 \Rightarrow A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2.$$

On a : $A_{\text{cal}} > A_{\min}$ condition vérifiée.

- **l'effort tranchant**

$$V_{\text{Max}} = 30.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq (\tau_u^- = \min(0.13 \times f_{c28}; 5) = 3.25 \text{ MPa.})$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{30.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} \Rightarrow \tau_u = 0.21 \text{ MPa} < (\tau_u^- = 3.25 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}.$$

$$A_s \geq \left[30.37 \times 10^{-3} - \frac{18.48 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14} \right] \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_s \geq -3.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Ecartement des barres :**

- armature principales : $S_{\max} \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{\max} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

- armature secondaires : $S_{\max} \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_{\max} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

c) Vérification à l'ELS

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

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de compression du béton**

-En travée

$$(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y) \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}).$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow \frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 6.16 \times y - 15 \times 6.16 \times 14 = 0$$

$$Y = 4.24 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 11300 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{27.73 \times 10^{-3}}{11300 \times 10^{-8}} \times 4.24 \times 10^{-2} = 8.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

-En appui

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0; \quad Y = 3.73 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2; \quad I = 8880 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{18.48 \times 10^{-3}}{8880 \times 10^{-8}} \times 3.73 \times 10^{-2} \Rightarrow (4.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Calcul de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\begin{cases} h / L \geq 1/16 \dots\dots\dots(1). \\ h / L \geq M_t / 10M_0 \dots\dots\dots(2). \\ A / b.d \leq 4.2 / f_c \dots\dots\dots (3). \end{cases}$$

On a: $h=16\text{cm}; \quad L=465\text{cm}.$

(1) $\Leftrightarrow h/L = 15 / 465 \Rightarrow 0.034 < 1/16.m \dots\dots\dots$ non vérifiée.

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.19 \text{Mpa}; \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{Mpa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{6.16 \times 10^{-4}}{1 \times 0.14} = 0.0044; \quad \lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0044} \Rightarrow \lambda_i = 4.77; \quad \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.9$$

$$I_0 = 216660 \text{ cm}^4$$

$$M_{jser} = 16.9 \text{ KN.m}; \quad M_{gser} = 16.9 \text{ KN.m}; \quad M_{pser} = 22.64 \text{ KN.m}.$$

$$\sigma_s^j = 218.04 \text{ Mpa}; \quad \sigma_s^g = 218.04 \text{ Mpa}; \quad \sigma_s^p = 292.11 \text{ Mpa}.$$

$$\mu_j = 0.38; \quad \mu_g = 0.38; \quad \mu_p = 0.49$$

$$I_{f_{ij}} = 84551 \text{ cm}^4; \quad I_{f_{ig}} = 84551 \text{ cm}^4; \quad I_{f_{ip}} = 71131 \text{ cm}^4; \quad I_{f_{vg}} = 137961 \text{ cm}^4.$$

$$f_{ji} = 1.33 \text{ mm}; \quad f_{gi} = 1.33 \text{ mm}; \quad f_{pi} = 2.12 \text{ mm}; \quad f_{vg} = 2.44 \text{ mm}.$$

$$\Delta f_t = 2.44 - 1.33 + 2.12 - 1.33 = 1.9 \text{ mm}.$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{ Si } L \leq 5\text{m}.$$

$$\Delta f = 1.9 \text{ mm} \leq f_{adm} = 9.3 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{ C'est vérifié.}$$

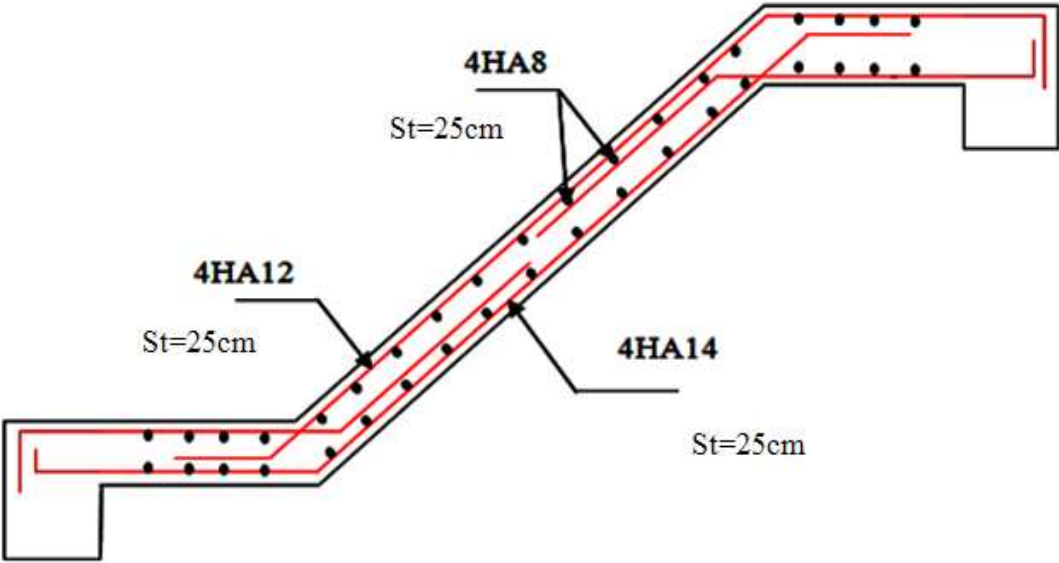


Figure.III.18. Schémas de ferrailage de l'escalier

III.5.2 Calcul de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous l'effort tranchant qu'on calcule à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcule à la torsion.

a) Dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 19.66 \leq h \leq 29.5$$

On opte pour h=25 cm, b= 25 cm

b) Vérification des conditions du RPA 99/ver2003 art7.5.1

b ≥ 20cmvérifiée.

h ≥ 30cmnon vérifiée.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \dots\dots\dots vérifiée.$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on opte pour h=30 cm, b= 25 cm

c) Calcul des charges

Poids propre de la poutre : $g_0 = 0,25 \times 0,30 \times 25 \Rightarrow g_0 = 1,875 \text{ KN/ml}$

d) Calcul des sollicitations

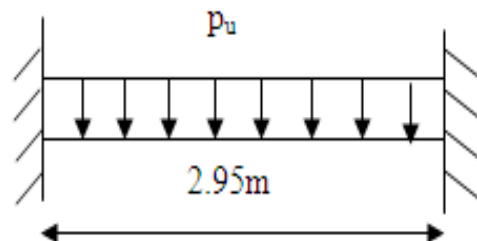


Fig. III.19 Schéma statique de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 30.37 \text{ KN}$	$R_B = 18.48 \text{ KN}$
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$	$P_S = g_0 + R_B$
$P_u = 32.90 \text{ KN/ml}$	$P_S = 20,35 \text{ KN/ml}$
$M^t = \frac{P_u \times l^2}{24} = 11,93 \text{ KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times l^2}{24} = 7.38 \text{ N.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -23.86 \text{ KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times l^2}{12} = -14.76 \text{ KN.m}$
$V_u = -\frac{P_u \times l}{2} = 48.52 \text{ KN}$	$V_S = -\frac{P_u \times l}{2} = 30.02 \text{ KN}$

Tableau III.32. Les sollicitations de la poutre palière.

e) Le ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	ζ	$A_{cal}^{flexion} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	11.93	0.042	0.054	0.273	1.25	0.84
En appui	23.86	0.085	0.103	0.291	2.35	0.84

Tableau III.33 Ferrailage de la poutre palière

- **Exigence du RPA Art7.5.2.1** : $A_{min}=0.5\% b. h \Rightarrow A_{min}=3.75 \text{ cm}^2$

f) Vérification a l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant** $\bar{\tau}_u = 3,25MPa$.

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{48.52 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} \Rightarrow (\tau_u = 0.69MPa < \tau_u^-) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (48.52 \times 10^{-3} - \frac{23.86 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -8.54cm^2 \dots \dots \text{Verifiée.}$$

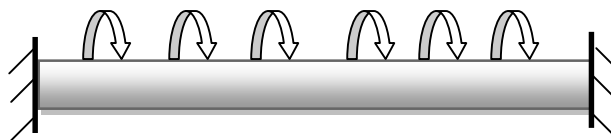
- **Calcul de l'espacement St**

$$St \leq \text{Min} (0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 0.28. \text{ On opte: } St = 15cm \text{ en travée et } St = 10cm \text{ en appui.}$$

g) calcul de la poutre palière a la torsion

Le moment de torsion sur la poutre est transmis par le palier est la volée

$$M_t = 10.81 \text{ KN.m,}$$



Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé a mi hauteur.
- e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = 4.16 \text{ cm}$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.05 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 0.9 \text{ m}$$

$$A_{tor} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{10.81 \times 10^{-3} \times 0.9 \times 1.15}{2 \times 0.05 \times 400} \Rightarrow A_{tor} = 2.79 \text{ cm}^2$$

- Sections des armatures finales

$$\text{En travée : } A_{Totale} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} \Rightarrow A_{Totale} = 1.39 + 1.25 \Rightarrow (A_{Totale} = 2.64 \text{ cm}^2) > A_{min}$$

$$\text{On choisie } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{Totale} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} \Rightarrow A_{Totale} = 1.39 + 2.35 \Rightarrow (A_{Totale} = 3.74 \text{ cm}^2) > A_{min}$$

$$\text{On choisie } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_U < \tau_{adm}$ (BAEL91.Art A.5.421)

$$\tau_u : \text{Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant : } \tau_U = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2}; \text{ avec } \tau_T = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e}.$$

$$\tau_T = \frac{10.81 \times 10^{-3}}{2 \times 0.05 \times 0.04} \Rightarrow \tau_T = 2.70 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_U = \sqrt{\left(\frac{48.52 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28}\right)^2 + 2.7^2} \Rightarrow (\tau_U = 2.78 \text{ Mpa}) < (\tau_{adm} = 3.25 \text{ Mpa}).$$

.....vérifiée.

• Armature de transversale

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ sur travée et 10 cm Sur appuis.

$$A_t^{\min} \geq S_t \times 0.003 \times b . \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{\min} = 1, 12 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_t = 0.46 \text{ cm}^2$$

D'ou $A_t = 1.12 + 0.46 = 1.58 \text{ cm}^2$. Soit un cadre et un étrier de 4HA8= 2.01 cm^2 .

h) Vérification a L'ELS

- vérification de l'état limite de compression du béton

En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; M_{ser} = 7.38 \text{ KN.m}$$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 16436.36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^{adm} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appui

$$y = 6.28 \text{ cm}; \quad I = 12373 \text{ m}^4; \quad \sigma_{bc} = 7.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^{adm} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- vérification de l'état limite de déformation

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{30}{295} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,1\right) > \left(\frac{1}{16} = 0,062\right) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,1 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,075 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A / b.d \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 0.0049 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

- Schémas de ferrailage de la poutre palière

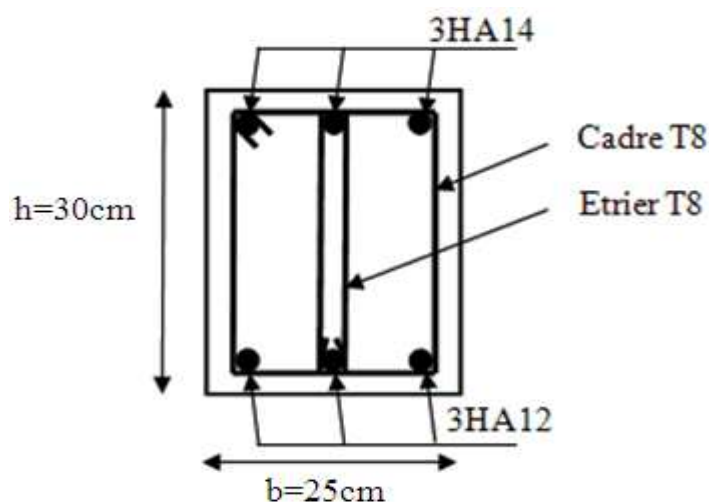


Fig. III.20. Ferrailage de la poutre palière.

III.6. Étude de chaînages

C'est des poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.

a. Dimensionnement

Selon le RPA 99 (Art : 9.3.3)

$$h \geq 15 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b \geq \frac{2}{3} \times h$$

$$\text{D'où} \quad h = 25 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

b. Sollicitation

$$p_p = h \times b \times \rho \quad \Rightarrow \quad p_p = 0.25 \times 0.3 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

$$p_{mur} = G_{mur} \times (h_e - h) \quad \Rightarrow \quad p_{mur} = 2.76 \times 2.81 = 7.75 \text{ KN/ml}$$

c. Calcul à l'ELU

$$q_u = 1.35 \times (p_p + p_{mur}) \quad \Rightarrow \quad q_u = 1.35 \times (1.875 + 7.75) = 13 \text{ KN/ml}$$

d. Ferrailage

- Armature longitudinale

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13 \times (4.95)^2}{8} = 39.81 \text{ KN.m}$$

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
39.81	0.177	0.245	0.207	5.51	6T12 = 6.79

Tableau III.34. Ferrailage des poutres de chaînage.

- Vérification à l'état limite ultime

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}; \quad V_u = \frac{ql}{2} = \frac{13 \times 4.95}{2} = 32.17 \text{ KN}; \quad \tau_u = \frac{32.17 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.23} = 0.46 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Calcul des armatures transversales**

On choisit un cadre et un étrier $4\phi 6 \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$

$$(1) S_t \leq \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.7 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})}$$

$K=1$: Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où

$$(2) S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 1.13}{30 \times (0.46 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t < 0 \text{ cm}$$

$$(3): S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.13 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 37.67 \text{ cm}; \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$q_s = p_p + p_{mur} \Rightarrow q_u = 1.875 + 7.75 = 9.62 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{8} \Rightarrow M_{ser} = \frac{9.62 \times (4.95)^2}{8} \Rightarrow M_{ser} = 29.46 \text{ KN.m}$$

- **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Calcul de y :**
$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{30 \times y^2}{2} + 15 \times 6.97 \times y - 15 \times 6.79 \times 23 = 0 \Rightarrow y = 9.21 \text{ cm}$$

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$

$I = \frac{30 \times (9.21)^3}{3} + 15 \times 6.79 \times (23 - 9.21)^2 \Rightarrow I = 25383.46 \text{ cm}^4$

$M_{ser} = \frac{(1.875 + 7.29) \times 5.3^2}{8} = 32.18 \text{ KN.m}$

$\sigma_{bc} = \frac{29.46 \times 0.0921 \times 10^{-3}}{25383.46 \times 10^{-8}} = 10.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **État limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{25}{495} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.99 \text{ m}$

Le calcul de la flèche est résumé dans le tableau suivant :

L(m)	A _s (cm ²)	f _{ij} (mm)	f _{gi} (cm)	f _{gv} (cm)	f _{pi} (cm)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.95	6.16	2.55	4.76	10.17	4.76	7.62	9.9

Tableau III.35. Calcul de la flèche

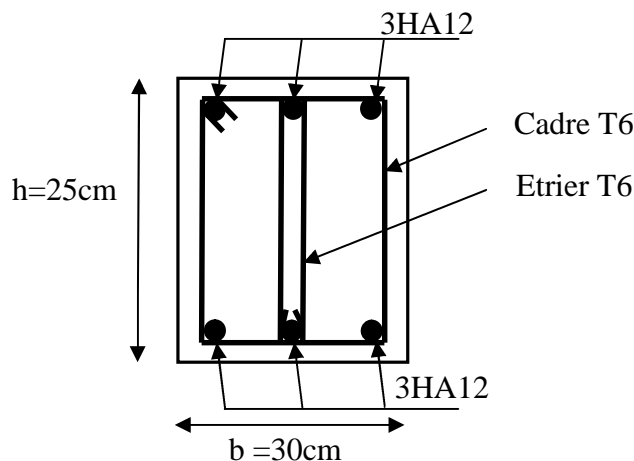


Figure III.21. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

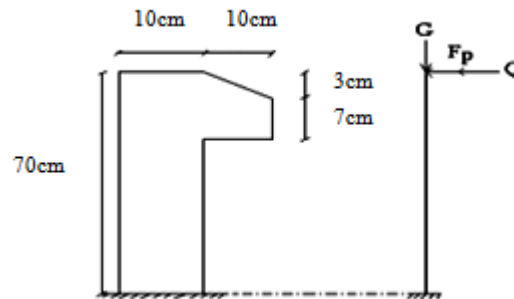


Figure .III.22. Coupe et schéma statique de l'acrotère

Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1m.
- Fissuration peu nuisible.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

Evaluation des charges et surcharges

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0785 = 1.96 \text{ KN / ml}$
- Poids d'Enduit de ciment : $G_2 = 20 \times 0.02 \times 2 \times 0.7 = 0.56 \text{ KN / ml}$

$$W_p = G_1 + G_2 = 2.52 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

La force sismique

RPA99 (Article 6.2.3)

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

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

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.52 \Rightarrow F_p = 1.20 \text{ KN}$$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 0.384m; \quad Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 0.063m$$

III.6.1. Calcul des sollicitations

$$N_G = 2.52KN \quad M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1.5 \times 0.7 = 1.05KN.m$$

$$N_F = 0 \quad M_F = F_p \times Y_g = 1.2 \times 0.063 = 0.153KN.m$$

L'acrotère travaille en flexion composée

III.6.2. Combinaisons d'actions

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.52	3.402	2.52
M (KN.m)	1.203	1.575	1.05

Tableau III.36. Combinaison d'action.

III.6.3. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{ELU: } N_u = 3.402 \text{ KN}; \quad M_u = 1.575 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression. On a: $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.462m$; $\frac{h}{6} = 0.116m$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

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

CBA93 (Article A.4.3.5)

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.4\text{m}$.

$$e_2 = 0.00168\text{m}; \quad e_1 = e_0 + e_a = 0.482\text{m}; \quad e = e_1 + e_2 = 0.484\text{m}$$

III.6.4. Ferrailage de la section

$$N_u = 3.402\text{KN}$$

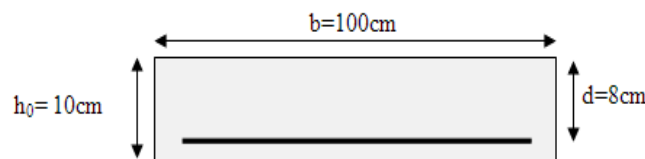


Figure.III.23. Section à ferrailer.

$$M_u = N_u \times e \Rightarrow M_u = 3.402 \times 0.484 = 1.64 \text{ KN.m}$$

Selon le BAEL 91

$$M_{ua} = M_u + N_u (d - h/2) = 1.64 + 3.402(0.08 - 0.05) \Rightarrow M_{ua} = 1.742 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 19.16 \cdot 10^{-3}; \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$D'où : \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.0241$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.0792 \Rightarrow A = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} \Rightarrow A = 0.631 \text{ cm}^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera : $A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.534 \text{ cm}^2$.

a) Vérification à l'ELU

▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

$$\text{Armatures de répartition : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Calcul des espacements**

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} \Rightarrow S_t \leq 33.33\text{cm}$; Soit $S_t = 25\text{cm}^2$

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{70}{3} \Rightarrow S_t \leq 23.33\text{cm}$; Soit $S_t = 25\text{cm}^2$

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28} ; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(2,5 ; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = 1.5 \times W_P \Rightarrow V_u = 1.5 \times 2.52 \Rightarrow V_u = 3.78\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{3,78 \cdot 10^{-3}}{1.0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0472 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

b) Vérification à l'ELS

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} < \bar{\tau}_{se} ; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times \pi \times 0.8 \Rightarrow \sum \mu_i = 7.53\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3.78 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 7.53 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_{se} = 0.696\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_s = 2.84\text{MPa} ; \text{avec } \psi : 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

- **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y/I < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$(b/2) \times y^2 + 15(A+A') y - 15 \times A \times d + A' \times d' = 0.$$

$$50 y^2 + 15(2.01) y - 15 \times 2.01 \times 8 = 0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 241.2 = 0 \Rightarrow y = 1.91\text{cm.}$$

$$I = b \times y_{ser}^3/3 + 15 \times A (d - y_{ser})^2 \Rightarrow \text{moment d'inertie de la section homogène réduite}$$

$$I = 1 \times (0.0119)^3/3 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.0119)^2 \Rightarrow I = 1.45 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times (y_{ser})/I \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.859 < 15 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée.}$$

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

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} \times (d - y_{ser})/I \Rightarrow \sigma_s = 73.74 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 150 \times \eta) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 73.74 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

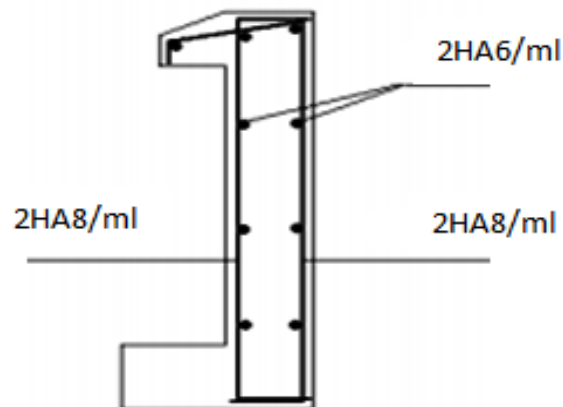


Figure.III.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6. Etude de l'ascenseur

III.6.1 Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

Les caractéristiques

- $V=1\text{m/s}$ → Vitesse de levage.

- $P_m = 15\text{KN}$: Charge due à la salle de machine.

- $D_m = 82\text{KN}$: Charge due au poids propre de la l'ascenseur.

- $F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la rupture des câbles.

-Course maximale = 31,62 m.

- $B_s \times T_s = 180 \times 210$ dimensions de la gaine.

-Poids de 08 personnes = 630 kg.

$P = 1500 + 8200 + 630 \Rightarrow P = 103,3\text{KN}$.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

III.6.2 Calcul de premier type de dalle

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h_0 = 20\text{cm}$.

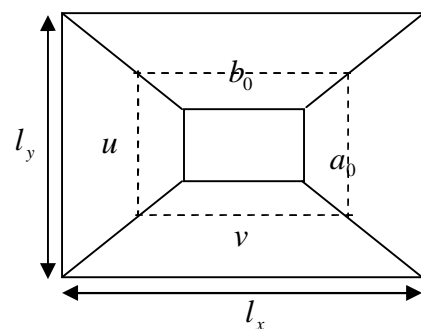
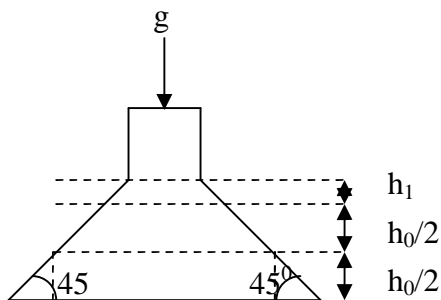


Fig. III.26. Schéma représentant la surface d'impacte.

On doit calculer la surface d'impacte $U \times V$:

$h_0 = 20\text{cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_1 = 5\text{cm}$: revêtement en béton.

a_0 et U dimensions// $l_x = 1.67$

b_0 et V dimensions// $l_y = 1.9$

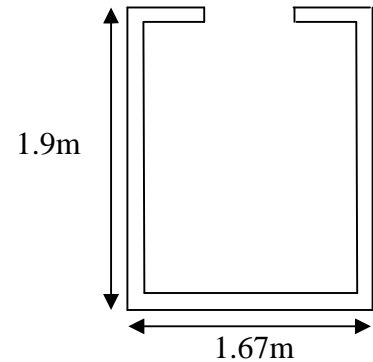


Fig. III.25. Cage d'ascenseur

U et V les cotés de rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau dalle.

$$\text{Avec : } U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 ; \quad V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

$$\text{Et : } \xi = 1 \text{ (revêtement en béton) } v = 1 \text{ m/s } (a_0 = 135 \text{ cm ; } b_0 = 140 \text{ cm})$$

$$U = 135 + 20 + 2 \times 5 \Rightarrow U = 165 \text{ cm.}$$

$$V = 140 + 20 + 2 \times 5 \Rightarrow V = 170 \text{ cm.}$$

III.6.2.1 Calcul à l'ELU

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage

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

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

Avec :

ν : Coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} , \quad \frac{U}{l_x} , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On } \rho = \frac{167}{190} = 0,87 , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{165}{167} = 0,98 , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{170}{190} = 0,89$$

En utilisant l'abaque de Pigeaud on obtient :

$$M_1 = 0,046 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,035 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 1,35 \times 103,3 \Rightarrow P_u = 139,45 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 139,45 \times 0,046 \Rightarrow M_{x1} = 6,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 139,45 \times 0,035 \Rightarrow M_{y1} = 4,88 \text{ KN.m}$$

b) Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$\rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 ; M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

μ_x Et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0,0486 , \quad \mu_y = 0,7244$$

$$G = 25 (0,20 + 0,05) = 6,25 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow q_u = 9,93 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0486 \times 9,93 \times (1,67)^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7244 \times 1,34 \Rightarrow M_{y2} = 0,97 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} \Rightarrow M_x = 7,75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} \Rightarrow M_y = 4,85 \text{ KN.m}$$

Pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0,85 \times M_y \Rightarrow M_y^t = 0,85 \times 4,85 \Rightarrow M_y^t = 4,12 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 \times M_x \Rightarrow M_x^t = 0,85 \times 7,75 \Rightarrow M_x^t = 6,58 \text{ KN.m}$$

$$(M_{ax} = M_{ay}) = 0,3 \times M_x \Rightarrow (M_{ax} = M_{ay}) = 0,3 \times 7,75 = 2,32 \text{ KN.m}$$

-En travée

- **Sens X-X** : $M_{tx} = 6,58 \text{ KN.m}$; $d_x = 18 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = 0,014 \rightarrow A' = 0, \quad \alpha = 0,018$$

$$z = 0,178, \quad A_{tx} = 1,058 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Sens Y-Y** : $M_{ty} = 4,12 \text{ KN.m}$; $A_y^t = 0,66 \text{ cm}^2$

$$\text{On adopte : } 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

-En appui : $M_a = 3,45 \text{ KN.m}$, $A_a = 0,55 \text{ cm}^2$ on adopte : $4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Vérification a l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,87 > 0,4 \rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_0$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰}, \text{ HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,87}{2} \right) \times 0,2 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,70 \text{ cm}^2.$$

$$A_{tx} = A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,70$$

- **Vérification au poinçonnement**

$$\text{On doit vérifier : } P_u \leq 0,045 \times U_c \times h_0 \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) \Rightarrow U_c = 2 (165 + 170) = 670 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 6,7 \times 0,2 \times 25 \times 1000 / 1,5 = 1005 \text{ KN}$$

$$\text{Or : } P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 103,3 = 139,45 \text{ KN} < 1005 \text{ KN} \text{ c'est vérifiée.}$$

- **Le diamètre des barres**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- **Les espacements**

On doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min (3h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h_0; 4 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie que :

$$\tau = \frac{P_U}{U_C \times d} \quad , \quad \tau = \frac{139,45 \cdot 10^{-3}}{670 \cdot 10^{-2} \times 0,9 \times 0,20} = 0,115 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée.}$$

III.6.2.2 Calcul à l'ELS

- **Evaluation des moments dus au système de levage**

$$M_{x1} = 103,3 (0,046 + 0,2 \times 0,035) \Rightarrow M_{x1} = 5,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 103,3 (0,035 + 0,2 \times 0,046) \Rightarrow M_{y1} = 4,56 \text{ KN.m}$$

- **Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle**

$$\text{On a: } q_s = q + G = 1 + 6,25 = 7,25 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,87 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0556 \quad , \quad \mu_y = 0,8074$$

$$M_{x2} = 0,0556 \times 7,25 \times (1,67)^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,12 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{y2} = 0,8074 \times 1,12 \Rightarrow M_{y2} = 0,90 \text{ KN.m}$$

-Les moments en travées et en appuis

$$M_{tx} = 0,85 (1,12 + 5,47) \Rightarrow M_{tx} = 5,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 (0,90 + 4,56) \Rightarrow M_{ty} = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_x \Rightarrow M_a = 1,97 \text{ KN.m}$$

Vérification à l'ELS

- **Etat limite de compression du béton**

On a une fissuration peu nuisible \rightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y) \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa})$$

Sens x-x**En travée :** $M_{tx} = 5,6 \text{ KN.m}$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7683.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,6 \times 10^{-3}}{7683.73 \times 10^{-8}} \times 3 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y**En travée :** $M_{ty} = 4,64 \text{ KN.m}$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7683.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,64 \times 10^{-3}}{7683.73 \times 10^{-8}} \times 3 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En appui : $M_a = 1,97 \text{ KN.m}$, $y = 3 \text{ cm}$, $I = 7683.73 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 0.77 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

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

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

- **Etat limite de déformation**

1. $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,119 > 0,0625$
2. $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,119 > 0,084$
3. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \Rightarrow 0,0017 < 0,006$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'a pas lieu de vérifier la flèche.

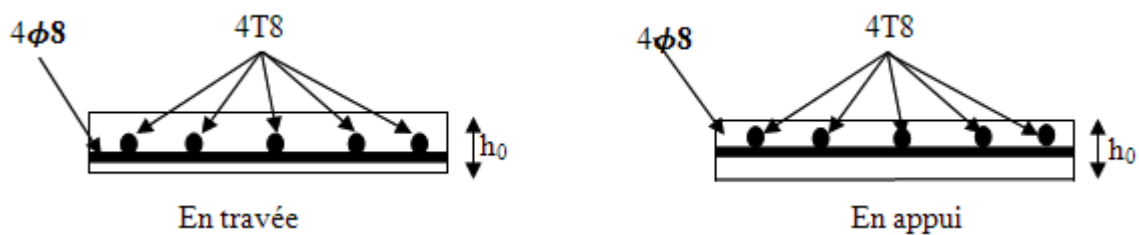


Fig.III.27. Schémas de ferrailage de la dalle du local machine.

III.6.3. Calcul de deuxième type de dalle

On a $P = F_c = 102 \text{ KN}$.

Même procédure que la précédente on a : $G = 6.25 + 102 / (1.9 \times 1.67) \Rightarrow G = 38,39 \text{ KN/ml}$

a) Calcul à l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 53.32 \text{ KN/ml}$$

$\rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0486 \quad , \quad \mu_y = 0,7244$$

$$M_x = 0.0486 \times 53.32 \times (1.67)^2 \Rightarrow M_x = 7.22 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.7244 \times 7.22 \Rightarrow M_y = 5.23 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_x = 2.16 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de 20cm d'épaisseur, sollicité à la flexion simple. Avec $d=18\text{cm}$.

	M^t (KN.m)	A^t_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A^t_{adopt} (cm ²)
Sens X-X	7.22	1.16	1.7	4HA8=2.01
Sens Y-Y	5.23	0.84	1.7	4HA8=2.01
En appui	2.16	0.34	1.7	4HA8=2.01

Tableau III.37. Ferrailage de la dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

Vérifications

▪ Le diamètre des barres

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{max}} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

▪ Les espacements

$$\left. \begin{array}{l} S_y^t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_y^t \leq 45 \text{ cm} \\ S_x^t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_x^t \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art A. 8. 2, 42)}$$

$$\text{Soit : } S_x^t = 25 \text{ cm} \text{ et } S_y^t = 25 \text{ cm}$$

b) Calcul à l'ELS

$$\text{On a: } q_s = Q + G = 1 + 38,39 \Rightarrow q_s = 39.39 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.87 \rightarrow \mu_x = 0.0556 \quad , \quad \mu_y = 0.8074$$

$$M_x = 0,0556 \times 39.39 \times (1,67)^2 \Rightarrow M_x = 6.1 \text{ KN.m} ; M_y = 0,8074 \times 6.1 \Rightarrow M_y = 4.93 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées et en appuis**

$$M_x^t = 0,85 (6.1) \Rightarrow M_x^t = 5.18 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 (4.93) \Rightarrow M_y^t = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 0,3 \times M_x \Rightarrow M^a = 1.83 \text{ KN.m}$$

Vérification

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

-Sens x-x

- **En travée :** $M_x^t = 5.18 \text{ KN.m}$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7683.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.18 \times 10^{-3}}{7683.73 \times 10^{-8}} \times 3 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

-Sens y-y

- **En travée :** $M_y^t = 4.19 \text{ KN.m}$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7683.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.19 \times 10^{-3}}{7683.73 \times 10^{-8}} \times 3 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En appui

$$M_x^a = 1.83 \text{ KN.m}, A_x^a = 2.51 \text{ cm}^2, y = 3 \text{ cm}, I = 7683.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.71 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

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

Puisque la fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à effectuer.

- **Etat limite de déformation**

BAEL91 (Art. B. 7. 5)

$$\frac{h}{l} = 0.119 > \frac{M_t}{20 \times M_x} = 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

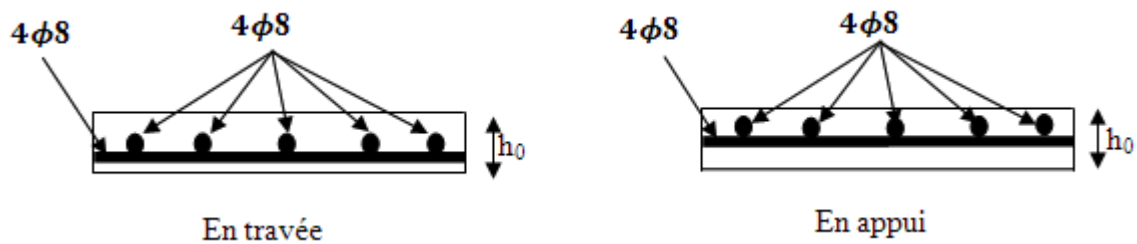


Fig. III.28 Schéma de ferrailage de la deuxième dalle de l'ascenseur

Conclusion

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure. Après les avoir pré dimensionné, les poutrelles sont calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont donc été déterminées pour les différents types de poutrelles de notre structure. La dalle de compression d'épaisseur 5cm a été avec un quadrillage d'armatures $\phi 6$. Le calcul de l'acrotère s'est fait à la flexion composée. Le ferrailage ainsi déterminé est représenté sur la figure III.24. Les chainages situés au bord des décrochements ont été calculés et ferrillés. Les dalles pleines ont été calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont été déterminées pour chaque type de dalle pleine. Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrailage de ces dernières a été fait à la flexion simple. Enfin on a étudié et calculé le ferrailage de l'ascenseur, qui s'est fait à la flexion simple.

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité. On considère la construction se comporte comme une console, encadrée à la base lors des sollicitations sismique, cette dernière s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

IV.2. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions RPA99 (Article 4.2) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale

RPA99 (Article 4.2.3)

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

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone

RPA99 (Tableau 4.1)

Il dépend de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment ; $A = 0.15$.

R : Coefficient de comportement global de la structure

Il est fonction du système de contreventement.

RPA99 (Tableau 4.3)

$R = 5$ (contreventement mixte portiques voiles avec interaction).

Q : Facteur de qualité de la structure

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

RPA99 (Formule 4.4)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.1	Non	0.1

Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités P_q

$$Q_{/xx} = Q_{/yy} = 1 + (0+0,05+0,05+0,05+0,05+0,1) \Rightarrow Q_{/xx} = Q_{/yy} = 1,3$$

W : Poids total de la structure

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Niveau (m)	Surface (m ²)	Pds G (KN) (Plancher)	$\beta \times Q$ (KN) (Plancher)	½ pot inf. (KN)	½ pot sup (KN)	Dalle pleine (KN)	Poutres (KN)	Murs ext (KN)	G escalier (KN)
-3.06	354.96	0	0	0	300.83	0	0	0	0
0	354.96	1540.52	1064.88	300.83	401.11	0	682.40	634.02	0
4.08	217.23	942.77	651.69	401.11	248.62	142.07	547.80	654.64	84.03
7.14	217.23	942.77	65.17	248.62	248.62	191.22	547.80	834.95	84.03
10.20	217.23	942.77	65.17	248.62	201.38	191.22	547.80	834.95	84.03
13.26	217.23	942.77	65.17	201.38	201.38	191.22	547.80	834.95	84.03
16.32	217.23	942.77	65.17	201.38	159.12	191.22	547.80	834.95	84.03
19.38	217.23	942.77	65.17	159.12	159.12	191.22	547.80	834.95	84.03
22.44	217.23	942.77	65.17	159.12	121.82	191.22	547.80	834.95	84.03
25.50	217.23	942.77	65.17	121.82	121.82	191.22	547.80	834.95	0
28.56	217.23	1555.90	43.44	121.82	13.77	191.22	547.80	834.95	0
31.62	28.370	224.68	5.67	13.77	0	0	74.81	157.28	0
Σ	/	10863.26	2221.87	2177.59	2177.59	1671.83	5687.41	8125.54	588.26

Tableau IV.2. Poids des éléments.

Poids des éléments : $W = 33513.25$ KN

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/version2003, Art 4.2}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA 99/version 2003, Art 4.7

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par : $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \Rightarrow \eta = 0.81 \Rightarrow \eta > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA 99/version 2003, Art 4.6}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 34.68 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.05 \times (34.68)^{3/4} \Rightarrow T_c = 0.71 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{X,Y}}} \quad \text{RPA 99/version 2003, Art 4.7}$$

Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions (x et y) on a

$$D_x = 20.15\text{m}, \quad D_y = 21.1\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.69 \text{ s} \\ T_y = 0.67 \text{ s} \end{cases}; T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) \Rightarrow T_x = 0.69 \text{ s} \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) \Rightarrow T_y = 0.67 \text{ s} \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.69} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.63 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.67} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.66 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.69 \Rightarrow T_{Sx} = 0.89 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.67 \Rightarrow T_{Sy} = 0.87 \text{ s} \end{cases}$$

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

RPA99/version 2003 .Art (4.2.3)

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st_x} = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1.3}{5} \times 33513.25 \Rightarrow V_{st_x} = 2130.43 \text{ KN}$$

$$V_{st_y} = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.3}{5} \times 33513.25 \Rightarrow V_{st_y} = 2169.64 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99/version 2003, Art 4.13}$$

- Schéma du spectre de calcul

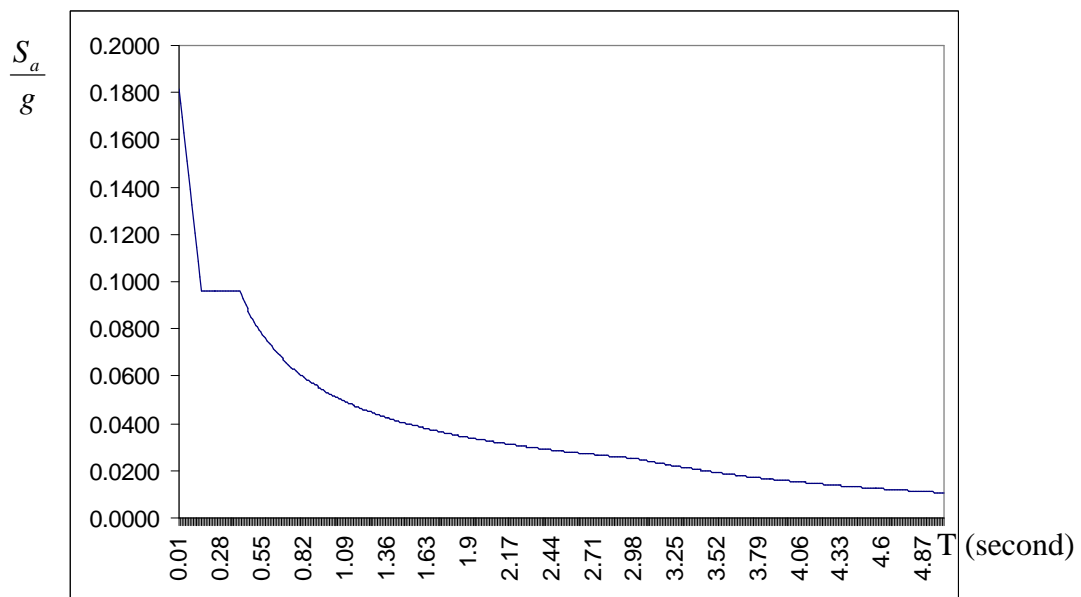


Figure IV.1: Spectre de calcul

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000v14.

IV.3. Description du logiciel SAP 2000 V14

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification

des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Pour avoir un bon comportement de la structure et vérifier les conditions de l'interaction et pour faire baisser la période fondamentale de vibration, plusieurs dispositions des voiles ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles et les conditions architecturales de la structure.

En fin on a retenu la disposition des voiles telle que montre la figure IV.2, ce qui nous amène à des nouvelles sections des poteaux telle que montre le tableau suivant :

Etage	Section (cm ²)
Sous sol et RDC	70×70
Etage 1 et étage 2	60×60
Etage 3 et étage 4	55×55
Etage 5 et étage 6	50×50
Etage 7 et étage 8	45×45

Tableau IV.3. Nouvelles sections des poteaux

a. Disposition des voiles

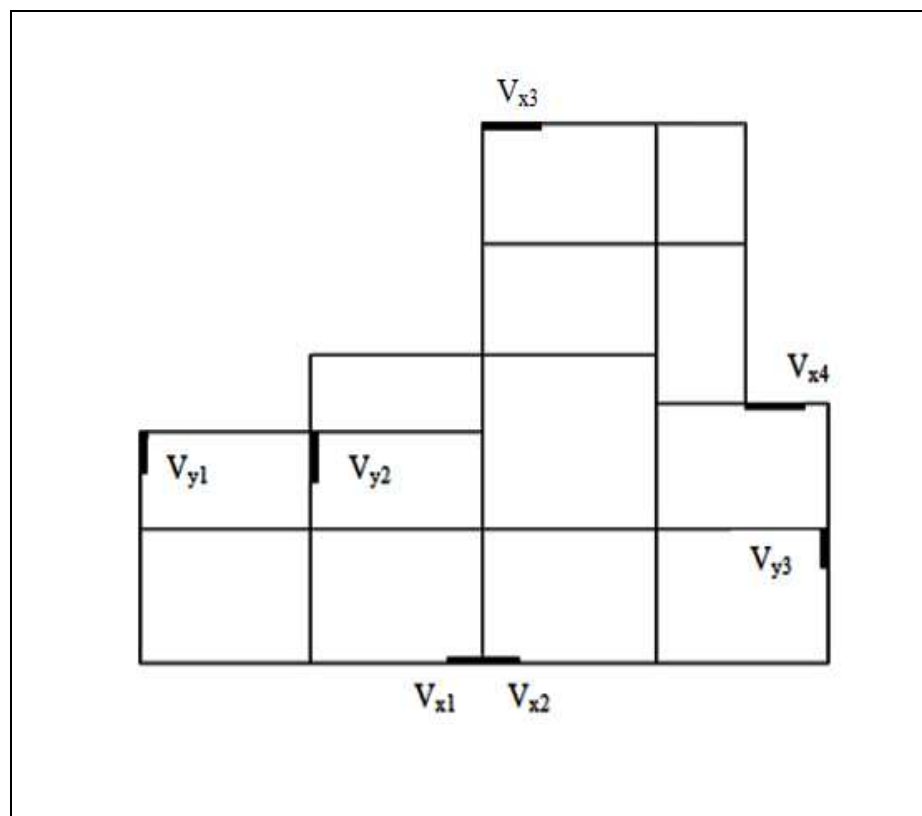


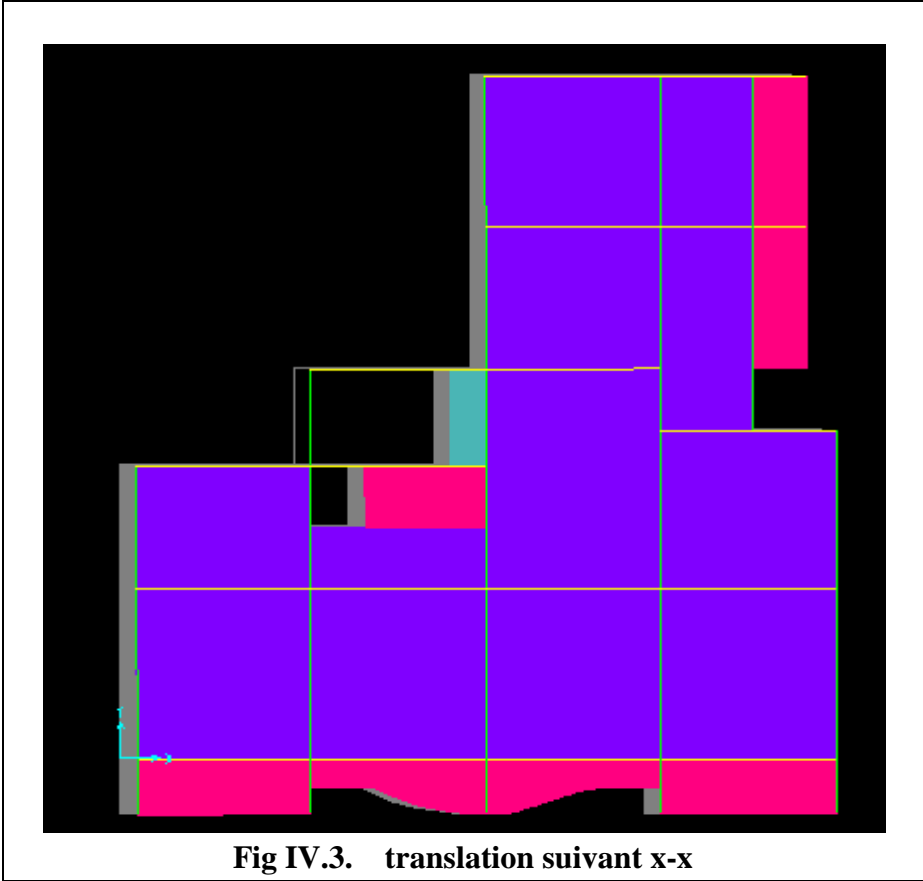
Fig IV.2. Disposition des voiles

b. Mode de vibration et le taux de participation des masses

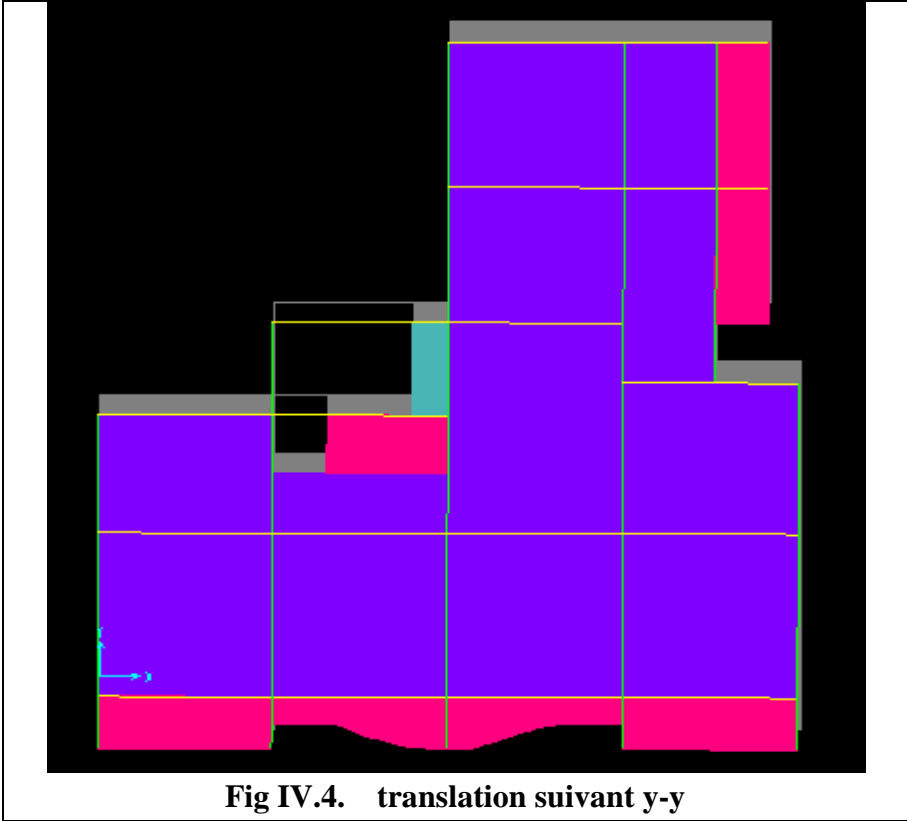
StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
1	0,880365	0,60626	0,01348	0,00014	0,60626	0,01348	0,00014
2	0,691727	0,05647	0,51778	0,00016	0,66273	0,53126	0,0003
3	0,598841	0,04244	0,17004	0,000004128	0,70516	0,7013	0,0003
4	0,297412	0,11917	0,0018	0,000003025	0,82434	0,7031	0,0003
5	0,244706	0,01965	0,09569	0,00017	0,84399	0,79879	0,00048
6	0,214281	0,01134	0,06133	0,00009806	0,85533	0,86013	0,00057
7	0,162018	0,03769	0,00135	0,00023	0,89302	0,86148	0,0008
8	0,137956	0,00612	0,02817	0,00046	0,89914	0,88965	0,00127
9	0,121853	0,00001542	0,00132	0,00723	0,89915	0,89097	0,0085
10	0,120656	0,000002619	0,00884	0,0006	0,89916	0,89981	0,0091
11	0,120314	0,00004188	0,00005775	0,00278	0,8992	0,89987	0,01188
12	0,119772	0,00002074	0,0000964	0,00013	0,89922	0,89997	0,01201
13	0,119444	0,00006661	0,00023	0,00008002	0,89929	0,9002	0,01209
14	0,119258	0,00003211	0,00035	0,00019	0,89932	0,90055	0,01228
15	0,119051	0,00025	0,00012	0,00139	0,89957	0,90067	0,01366
16	0,119008	0,00017	0,00011	0,00003176	0,89974	0,90078	0,0137
17	0,116426	0,01018	0,0002	0,00068	0,90992	0,90098	0,01438
18	0,111315	0,0015	0,0101	0,00016	0,91141	0,91108	0,01454
19	0,100844	0,0000007303	0,000002018	0,03216	0,91142	0,91108	0,0467
20	0,09969	0,000001483	0,0000007068	0,00018	0,91142	0,91108	0,04688

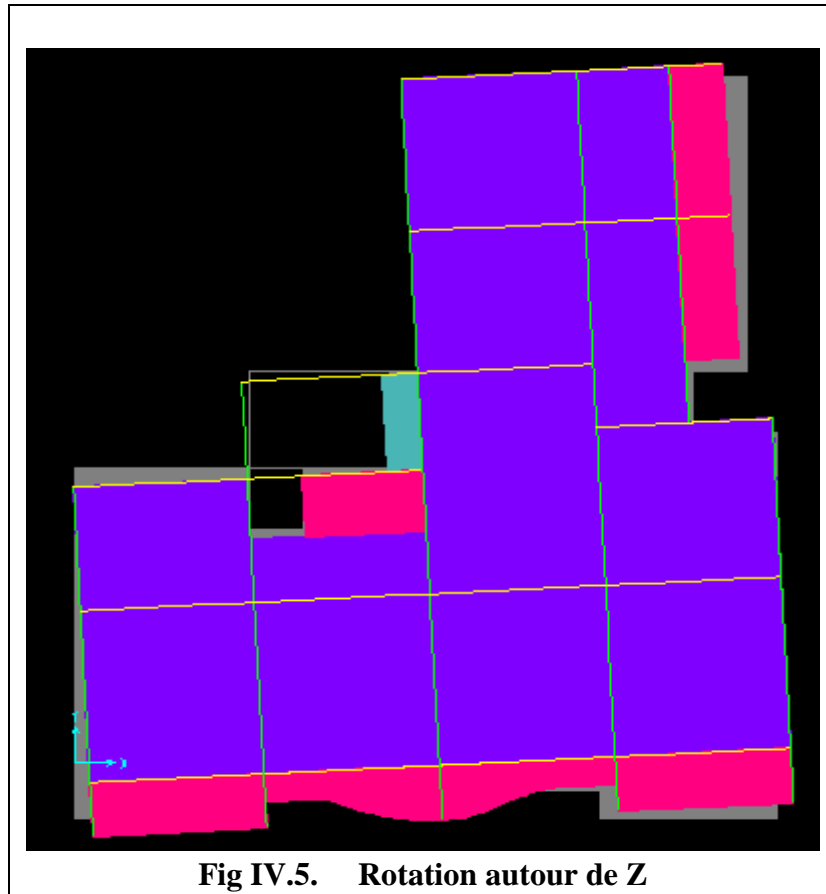
Tableau IV.4. Mode de vibration et le taux de participation des masses

Mode 1 : $T=0.878$ s



Mode 2 : $T=0.689$ s



Mode 3 : $T=0.593$ s**c. Analyse des résultats**

- On remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction x-x est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x, telle que montre la figure IV.3,
- On constate que le deuxième mode est aussi un mode presque de translation selon le sens y-y, voire la figure IV.4 ce qui correspond au but recherché.
- On vérifie bien que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA99/ver2003 avec une majoration de 30% suivant les deux sens
- On remarque que la participation des masses selon le RPA est atteinte au 17^{ème} mode de vibration dans le sens x-x et le 13^{ème} mode de vibration dans le sens y-y sont suffisants pour avoir un pourcentage de participation massique supérieur à 90%.

IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/ver2003

IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/ver2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenu par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	1770.713	2130.43	1704.344	Vérifiée
y-y	2072.916	2169.64	1735.712	Vérifiée

Tableau IV.5. Vérification des résultats des forces sismiques

IV.5.2. Justification de l'interaction voiles-portiques

L'article 3-4-4-a du RPA 99/ver2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent au plus 20% des sollicitations dues charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par des voiles et les portiques.

a. Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
Sous sol	69301.642	4408.879	94.01	5.99
RDC	55440.981	7131.459	88.60	11.40
1 ^{er} étage	43981.546	5943.963	88.09	11.91
2 ^{ème} étage	35120.285	5383.274	86.70	13.30
3 ^{ème} étage	29586.852	4977.754	85.59	14.41
4 ^{ème} étage	24399.697	4382.254	84.77	15.23
5 ^{ème} étage	19258.116	3727.287	83.78	16.22
6 ^{ème} étage	14375.644	2966.028	82.89	17.11
7 ^{ème} étage	9545.432	2144.208	81.65	18.35
8 ^{ème} étage	5013.400	1245.732	80.09	19.91

Tableau .IV.6. Justification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

b. Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Sous sol	1517.038	1544.236	49.55	50.45	745.306	766.625	49.29	50.71
RDC	1435.756	1458.376	49.6	50.4	632.652	652.313	49.23	50.77
1 ^{er} étage	370.272	362.684	50.51	49.49	109.575	131.487	45.45	54.55
2 ^{ème} étage	468.003	466.113	50.1	49.9	221.304	250.845	46.87	53.13
3 ^{ème} étage	401.731	388.892	50.81	49.19	170.728	188.781	47.48	52.52
4 ^{ème} étage	251.062	254.922	49.61	50.39	121.639	116.161	51.15	48.85
5 ^{ème} étage	237.511	239.717	49.76	50.24	99.372	109.32	47.61	52.39
6 ^{ème} étage	185.382	203.072	47.84	52.16	142.816	132.298	51.91	48.09
7 ^{ème} étage	137.437	149.814	50.07	49.93	114.021	103.99	52.30	47.70
8 ^{ème} étage	125.03	124.66	49.42	50.58	145.03	141.024	50.70	49.30

Tableau .IV.7. Justification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

IV.5.3. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

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

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 (Article 5.10)

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Sous sol	0.04	0.2	0	0.20	3.06	0.065	0.1	0.5	0	0.5	0.16
RDC	0.16	0.8	0.2	0.60	4.08	0.14	0.38	1.9	0.5	1.4	0.34
Etage 1	0.26	1.3	0.8	0.50	3.06	0.16	0.62	3.1	1.9	1.2	0.39
Etage 2	0.37	1.85	1.3	0.55	3.06	0.17	0.83	4.15	3.1	1.05	0.34
Etage 3	0.50	2.50	1.85	0.65	3.06	0.21	0.95	4.75	4.15	0.60	0.19
Etage 4	0.63	3.15	2.50	0.65	3.06	0.21	1.02	5.1	4.75	0.35	0.11
Etage 5	0.75	3.75	3.15	0.60	3.06	0.19	1.34	6.7	5.1	1.6	0.52
Etage 6	0.86	4.30	3.75	0.55	3.06	0.17	1.56	7.8	6.7	1.1	0.35
Etage 7	0.96	4.80	4.30	0.50	3.06	0.16	1.82	9.1	7.8	1.3	0.42
Etage 8	1.06	5.30	4.80	0.50	3.06	0.16	2.11	10.55	9.1	1.45	0.47

Tableau IV.8. Vérification des déplacements.

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 1.45 \text{ cm} < 0.01 \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre

par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)
Etage 8	306	6610.66	0.50	394.71	0.027	1.47	457.989	0.068
Etage 7	306	9557.54	0.50	436.407	0.035	1.3	561.942	0.072
Etage 6	306	12541.73	0.55	639.769	0.035	1.1	836.353	0.053
Etage 5	306	15568.17	0.60	700.241	0.043	1.6	934.376	0.087
Etage 4	306	18636.87	0.65	871.280	0.045	0.35	1175.425	0.018
Etage 3	306	21752.81	0.65	901.258	0.051	0.60	1211.620	0.035
Etage 2	306	24915.99	0.55	1062.764	0.042	1.05	1482.652	0.057
Etage 1	306	28588.72	0.50	1187.931	0.039	1.20	1558.072	0.071
RDC	408	33212.42	0.60	1494.404	0.043	1.40	1793.179	0.085
Sous sol	306	33513.25	0.20	1753.446	0.012	0.5	2074.338	0.026

Tableau IV.9. Vérification à L'effet P-Δ.

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0.1 donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

IV.5.5. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$ RPA99 (Article 7.1.3.3)

niveau	N _d (KN)	B _c (cm ²)	v	Remarque
Sous sol RDC	3653.515	(70×70)	0.29	vérifiée
Etage1 et 2	2626.318	(60×60)	0.29	vérifiée
Etage3 et 4	1883.368	(55×55)	0.24	vérifiée
Etage5 et 6	1236.764	(50×50)	0.19	vérifiée
Etage7 et 8	638.627	(45×45)	0.12	vérifiée

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit.

Conclusion

- L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.
- La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel SAP2000V14.
- Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales.
- L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu à la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.
- Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voiles-portiques).
- Les déplacements horizontaux ainsi que l'effet ($P - \Delta$) sont vérifiées.

V.1. Introduction

Les éléments principaux (poteaux, poutres, voiles) en béton armé doivent résister avant et après séisme. Cependant ces éléments doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent prendre les efforts qui leurs sont transmis.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, il est déterminé selon les combinaisons suivantes RPA99 (Article 5.2)

- | | |
|---------------|----------|
| 1) 1.35G+1.5Q | 4) G+Q-E |
| 2) 0.8G+E | 5) G+Q |
| 3) 0.8G-E | 6) G+Q+E |

Il s'agit de ferrailer les poteaux, selon les sollicitations suivantes

- l'effort normal maximal (N_{max}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$),
- l'effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$),
- le moment maximum (M_{max}) et l'effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003

RPA99 (Article 7.4.2.1)

a. Les armatures longitudinales

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

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²) (zone courante)	A_{max}^{RPA} (cm ²) (zone de recouvrement)
Sous sol, RDC	70×70	39.2	196	294
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

b. Les armatures transversales

RPA99 (Article 7.4.2.2)

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que

$$t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ (Zone nodale).}$$

$$t \leq 15 \times \phi_l \text{ (Zone courante). } (\phi_l \text{ Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).}$$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant telle que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$; 0.8% si $\lambda_g < 3$; Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Avec : $\lambda_g = [(l_f / b) \text{ ou } (l_f / a)]$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ . $l_r = 40\phi$

V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$	
	N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)
Sous sol, RDC	3652.388	48.285	399.570	1972.555	775.613	67.261
Etage 1, 2	2627.076	52.141	198.314	38.907	165.898	55.519
Etage 3, 4	1883.317	21.064	161.307	1027.531	105.785	48.377
Etage 5, 6	1236.552	18.661	123.567	452.767	38.099	58.407
Etage 7, 8	638.566	27.391	118.443	114.420	77.146	25.517

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux circulaires

V.2.3. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du sous sol et RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 3652.388 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{correspondant}} = 48.285 \text{ KN.m (ELU)}$
- $M_{\max} = 399.570 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{correspondant}} = 1972.555 \text{ KN (G+Q+E)}$
- $N_{\min} = 775.613 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{correspondant}} = 67.261 \text{ KN.m (0.8G+E)}$

• Armatures longitudinales

a. Calcul sous N_{\max} et $M_{\text{correspondant}}$

$$d = 0.65\text{m}; d_0 = 0.05\text{m}$$

$$N = 3652.388 \text{ KN (de compression)}$$

$$M = 48.285 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.013\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.7/2 = 0.35\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures A et A'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d)b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (\text{I})$$

$$M_A = M + N \times (d - h/2) = 48.285 + 3652.388 \times (0.65 - 0.7/2) = 1144.001 \text{ KN.m}$$

$$(\text{I}) \Leftrightarrow 3652.388 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.05) - 1144.001 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.05) \times 0.7^2 \times 14.2$$

$$(\text{I}) \Leftrightarrow 1.047 < 1.35$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1144.001 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.65^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.272$$

$$\mu_{bu} = 0.272 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \rightarrow \text{pivot B} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.405 \Rightarrow 3.74 \times 10^{-3} < \varepsilon_s = 5.13 \times 10^{-3} < 10^{-2} \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.543\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{Z \cdot f_{st}} \Rightarrow A_1 = \frac{1144.001 \times 10^{-3}}{0.543 \times 348} = 60.54 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A = -44.41 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = A_{\min}$$

b. Calcul sous M_{\max} et N correspondant

$$M = 399.570 \text{ KN.m}, N = -1972.555 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.202 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.7/2 = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures A et A'.

$$M_A = M + N \times (d - h/2) = 399.570 + [-1972.555 \times (0.65 - 0.7/2)] = -192.196 \text{ KN.m}$$

(I) $\Leftrightarrow -0.99 < 1.35 \rightarrow$ calcul d'une section partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{-192.196 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.65^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = -0.045 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = -0.056 \rightarrow z = 0.664 \text{ m} \rightarrow A_1 = -8.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 48.37 \text{ cm}^2$$

c. Calcul sous N_{\min} et M correspondant

$$M = 67.261 \text{ KN.m}, N = 775.613 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.086 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.7/2 = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures A et A'.

$$M_A = M + N \times (d - h/2) = 67.261 + 775.613 \times (0.65 - 0.7/2) = 299.944 \text{ KN.m}$$

(I) $\Leftrightarrow 0.165 \geq 1.35$ non vérifiée \rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{299.944 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.65^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.071 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.092 \rightarrow z = 0.625 \text{ m} \rightarrow A_1 = 13.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_{\min}$$

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{mim} (cm ²) RPA99	A _{adoptée} (cm ²)
Sous sol, RDC	70×70	48.37	39.2	16T20=50.27
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	40.49	28.8	4T14+12T20=43.86
3 et 4 ^{ème} étage	55×55	25.59	24.2	8T16+4T20=28.65
5 et 6 ^{ème} étage	50×50	15.22	20	4T16+4T20=20.61
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	11.37	16.2	4T16+4T20=20.61

Tableau V.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

- **Armatures transversales**

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	70×70	60×60	55×55	50×50	45×45
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	2	2
ϕ_l^{\min} (cm)	2	1.4	1.6	1.6	1.6
l_f (cm)	285	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.07	3.57	3.89	4.28	4.76
V_u (KN) SAP2000	149.829	118.881	111.871	91.206	63.039
l_r (cm)	80	80	80	64	56
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	2.00	1.85	1.90	1.71	1.31
A^t_{\min} (cm ²)	3.72	3.67	3.17	2.4	1.62
$A^t_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	8T8=4.02	8T8=4.02	6T10=4.71	4T8=2.01	4T8=2.01

Tableau V.4. Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 8 \text{ mm} \geq \frac{20 \text{ mm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 6.67 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

V.2.4. Vérifications

a. vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Selon le CBA93 (Art B.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

c. Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

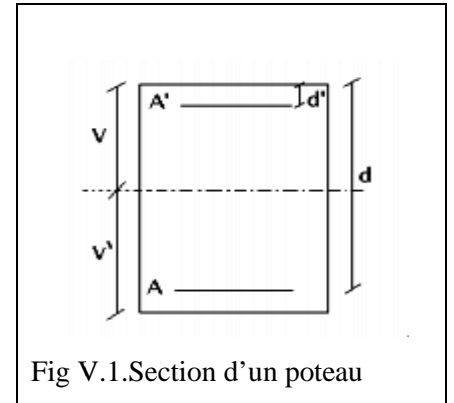


Fig V.1. Section d'un poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	v (m)	v' (m)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Sous sol, RDC	70×70	65	50.27	0.39	0.31	0.025	2589.814	34.423	5.82	15
1 et 2 ^{ème} étage	60×60	55	43.86	0.33	0.27	0.014	1889.827	37.054	6.12	15
3 et 4 ^{ème} étage	55×55	50	28.65	0.30	0.25	0.009	1357.568	15.249	4.99	15
5 et 6 et 8 ^{ème}	50×50	45	20.61	0.27	0.23	0.011	891.785	12.696	3.87	15
7 et 8 ^{ème} étage	45×45	40	20.61	0.25	0.20	0.004	461.777	19.820	4.12	15

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

d. Vérification aux sollicitations tangentielles

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que :

RPA 99 (Article 7.4.3.2)

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
Sous sol, RDC	70×70	2.856	4.07	0.04	65	149.829	0.329	1	vérifiée
1 et 2 ^{ème} étage	60×60	2.142	3.57	0.04	55	118.881	0.36	1	vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	55×55	2.142	3.89	0.04	50	111.871	0.40	1	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	50×50	2.142	4.28	0.04	45	91.206	0.40	1	vérifiée
7 et 8 ^{ème} étage	45×45	2.142	4.76	0.04	40	63.039	0.35	1	vérifiée

Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles.

V.2.5. disposition constructive des poteaux

• **Longueurs de recouvrement**

Selon le RPA 99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II.

$\phi = 20\text{mm}$ donc $L_r > 80\text{cm}$; on adopte $L_r = 85\text{ cm}$

• **Les zones nodales**

La zone nodale est définie par h'

$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$

$(b_1 \times h_1)$: section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte $h' = 70\text{ cm}$ pour tous les étages.

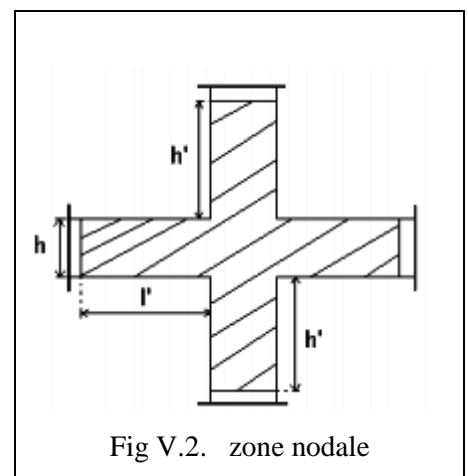


Fig V.2. zone nodale

V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux.

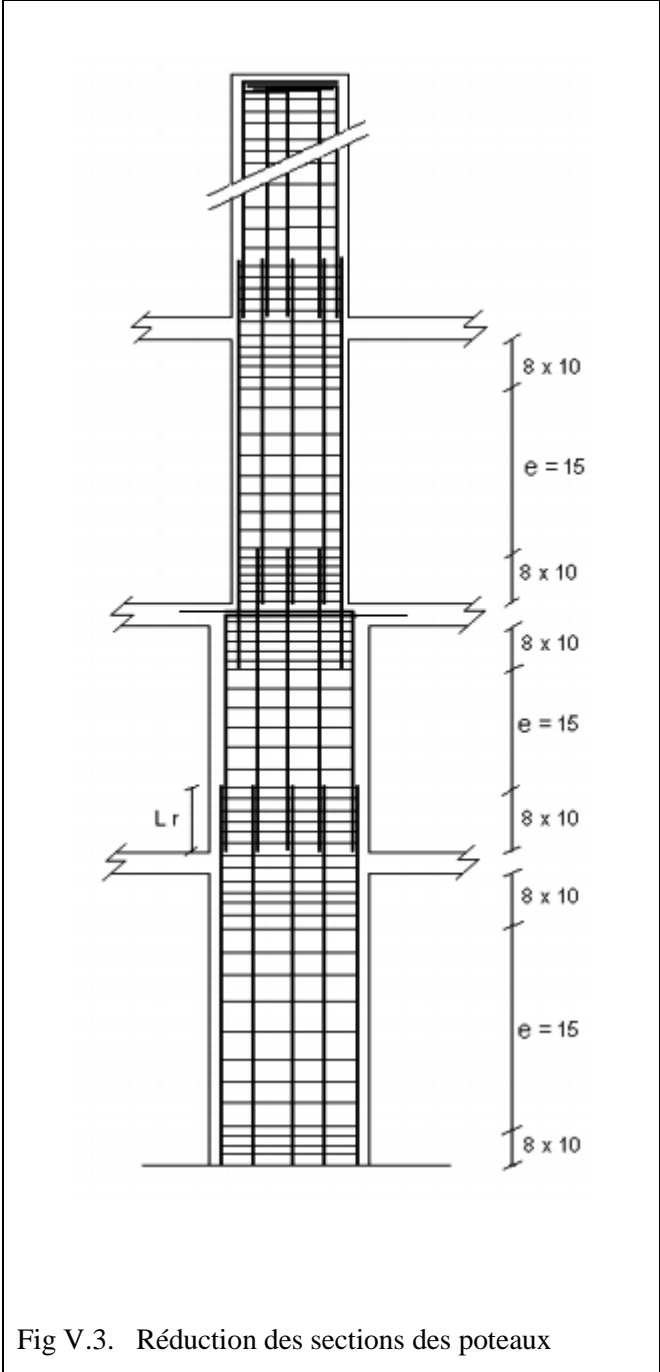


Fig V.3. Réduction des sections des poteaux

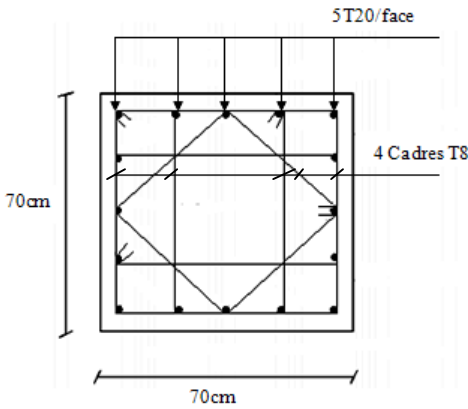
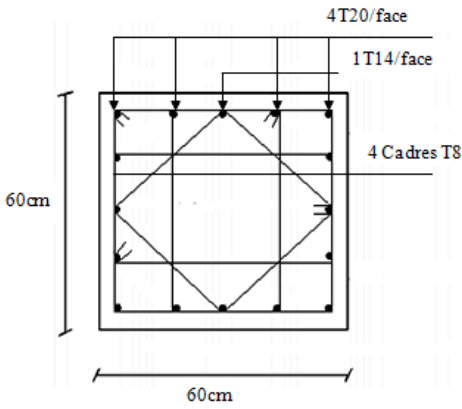
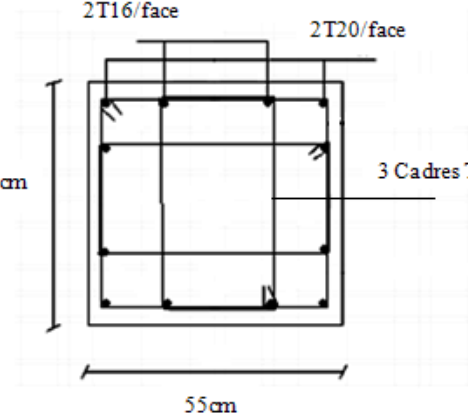
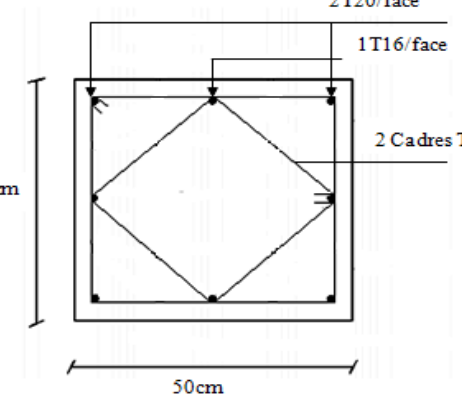
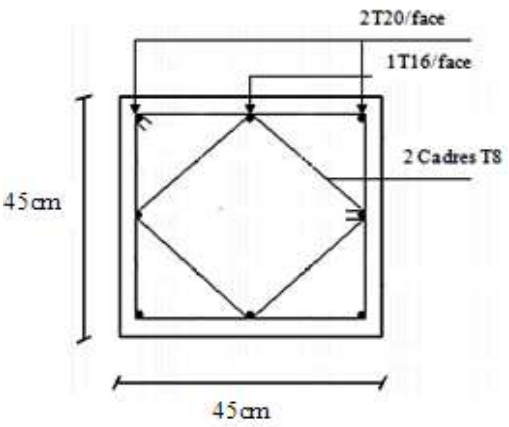
 <p>5T20/face 4 Cadres T8 70cm 70cm</p>	 <p>4T20/face 1T14/face 4 Cadres T8 60cm 60cm</p>
<p>Sous sol et RDC</p>	<p>Etages 1 et 2</p>
 <p>2T16/face 2T20/face 3 Cadres T8 55cm 55cm</p>	 <p>2T20/face 1T16/face 2 Cadres T8 50cm 50cm</p>
<p>Etages 3 et 4</p>	<p>Etages 5 et 6</p>
 <p>2T20/face 1T16/face 2 Cadres T8 45cm 45cm</p>	
<p>Etages 7 et 8</p>	

Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales et les poutres secondaires, après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

V.3.1 Les recommandations du RPA99

a. Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire , $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$.: Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Les sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000

niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V(KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V(KN)
SS, RDC et 1 ^{er} étage	36.99	-95.75	290.747	51.281	-98.911	169.916
Etages 2 à 7	22.29	-75.41	177.418	40.89	-68.730	99.00
terrasse	26.19	-60.87	189.699	30.49	-38.70	78.511

Tableau V.9. Les sollicitations les plus défavorables

V.3.3 Calcul du ferrailage

a. Les armatures longitudinales

Exemple de calcul

Exemple de calcul de ferrailage de la poutre principale (45×30) de sous sol, RDC et 1^{er} étage avec les sollicitations suivantes :

$$M_{travée}=36.99 \text{ KN.m} ; \quad M_{appui}=-95.75 \text{ KN.m} ; \quad V=290.747 \text{ KN.}$$

• Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{36.99 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.049 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow 0.062, \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.409 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} \Rightarrow A = \frac{36.99 \times 10^{-3}}{0.409 \times 348} \Rightarrow A = 2.59 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{95.75 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.127 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow 0.170$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.39\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} \Rightarrow A = \frac{95.75 \times 10^{-3}}{0.39 \times 348} \Rightarrow A = 7.05\text{cm}^2$$

Niveau	Type	section	localisation	A^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A^{opt} (cm ²)	N ^{bre} barres
SS, RDC et 1 ^{er} étage	PP	45×30	Travée	2.59	6.75	54	6.79	6T12
			Appuis	7.05		81	8.01	3T12+3T14
	PS	35×30	Travée	4.91	5.25	42	9.24	6T14
			Appuis	10.22		63	10.65	3T14+3T16
Etages 2 à 7	PP	45×30	Travée	1.55	6.75	54	6.79	6T12
			Appuis	5.45		81	6.79	6T12
	PS	35×30	Travée	3.86	5.25	42	6.79	6T12
			Appuis	6.75		63	6.79	6T12
terrasse	PP	45×30	Travée	1.82	6.75	54	6.79	6T12
			Appuis	4.35		81	6.79	6T12
	PS	35×30	Travée	2.84	5.25	42	6.79	6T12
			Appuis	3.64		63	6.79	6T12

Tableau V.10. Les armatures longitudinales dans les poutres.

- **Longueur de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow l_r > 64\text{cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 70\text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{cm} \Rightarrow l_r > 56\text{cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 60\text{ cm}$$

$$\phi = 12\text{cm} \Rightarrow l_r > 48\text{cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 50\text{ cm}$$

b. Les armatures transversales

$$\phi \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

- **Poutres principales**

$$\phi \leq \min \left(12; \frac{45}{35}; \frac{30}{10} \right) = \min(12; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{T}10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(12; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{T}10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

c. Calcul des espacements des armatures transversales

BAEL91 (Article H.III.3)

$$S_t \leq \text{Min}(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 104.66\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 37.8\text{cm} ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 20.05\text{cm}$$

- Selon le RPA 99 -Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t \leq 11.25\text{cm}$; soit $S_t = 10\text{cm}$

$$\text{-Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

d. Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

C'est vérifiée

V.3.4 Vérifications [BAEL 91]

a. Vérifications à L'ELU

1) Condition de non fragilité

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} > A_{\min} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

2) Vérification des contraintes tangentielles

- **Vérification de l'effort tranchant**

BAEL91 (Article H.III.1)

$$\tau = \frac{v}{b} \times \frac{u}{d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	290.747	2.30	Vérifiée
Secondaires	169.916	1.74	Vérifiée

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

-Appui de rives : $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

-Appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Poutres	A_1 (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_1^{rive} (cm ²)	A_1^{int} (cm ²)	Observation
Principale	14.8	290.747	95.75	8.35	1.076	Vérifiée
Secondaires	19.89	169.916	98.911	4.88	-4.98	Vérifiée

Tableau V.12. Vérification au cisaillement.

b. Vérifications à L'ELS

1) État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

2) Etat limite de compression du béton

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

y est la racine de la solution de l'équation : $\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$

Le moment d'inertie de la section fissurée par rapport à l'axe neutre est donné par :

$$\frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 0$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN)	I (cm ⁴)	y (m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
Principales	appui	68.91	148798	0.164	7.63	15	vérifiée
	travée	25.52	134562	0.156	2.96	15	vérifiée
Secondaires	appui	44.02	79191	0.138	7.72	15	vérifiée
	travée	36.57	71986	0.131	6.69	15	vérifiée

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91(Article B.6.5) et du CBA 93.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche sera nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 3$$

• Poutres principales

$$(1) : \frac{45}{620} = 0.072 > 0.063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$M_t = 25.52 \text{ KN.m}$$

$$G = 26.90 \text{ KN/m}; \quad G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.45 = 3.37 \text{ KN/m}; \quad G_T = G + G_0 = 30.27 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 5 \times 6.2 = 31 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = G_T + Q = 61.27 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = Q_s \times L^2 / 8 = 294.4 \text{ KN.m}$$

$$(2) : 0.072 > 0.0086 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.42} = 0.0053 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Poutres secondaires

$$(1) : \frac{35}{495} = 0.07 > 0.063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

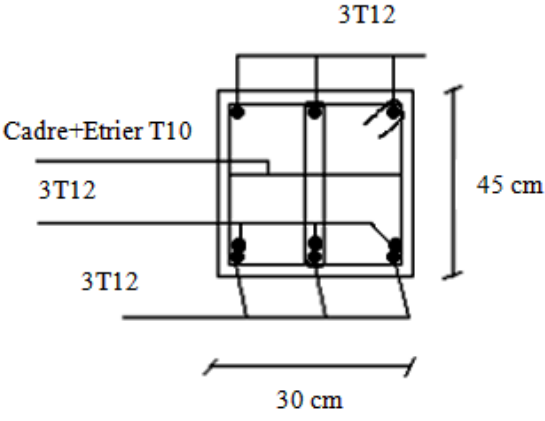
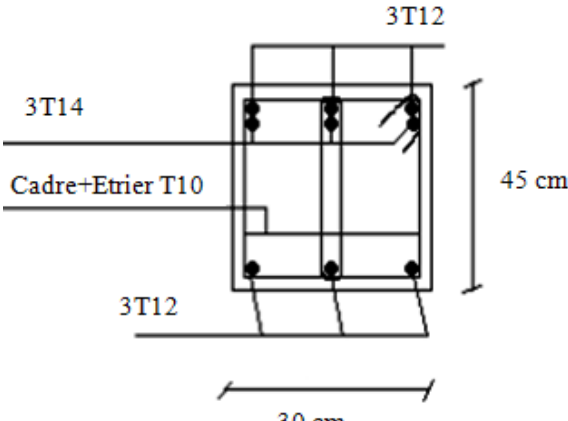
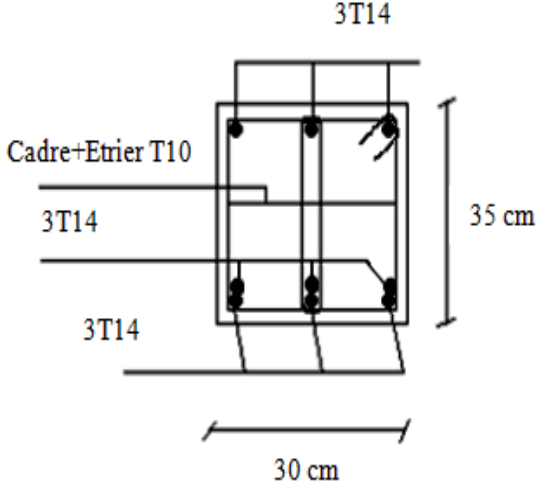
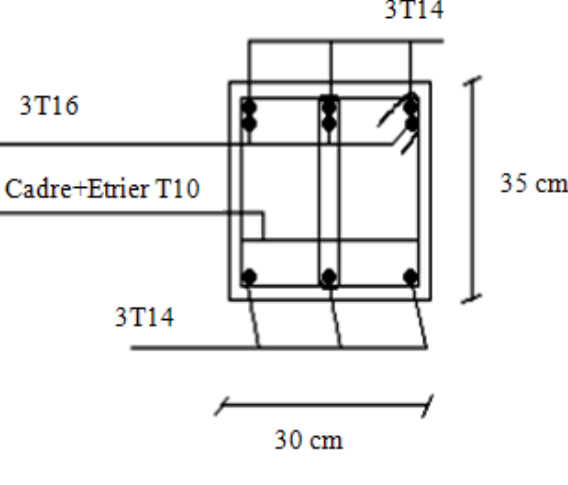
$$M_t = 36.57 \text{ KN.m}; \quad G = 21.48 \text{ KN/m}; \quad G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN/m}; \quad G_T = G + G_0 = 24.1 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 5 \times 4.95 = 24.75 \text{ KN/m}; \quad Q_s = G_T + Q = 48.85 \text{ KN/m}; \quad M_0 = Q_s \times L^2 / 8 = 149.61 \text{ KN.m}$$

$$(2) : 0.072 > 0.024 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.0096 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

a. Sous sol, rez-de-chaussée et 1^{ère} étage

Travées	Appuis
	
Poutres principales	
Travées	Appuis
	
Poutres secondaires	

b. Etage 2 à 8

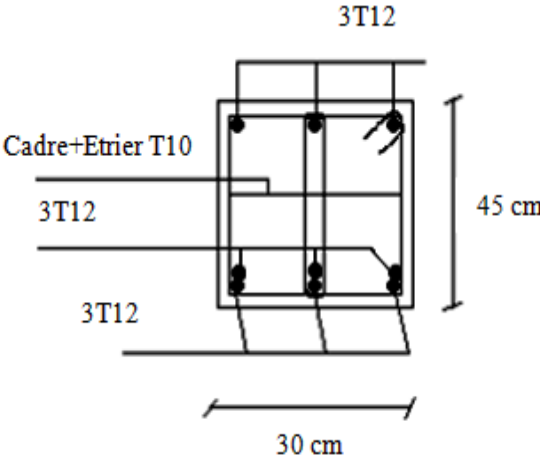
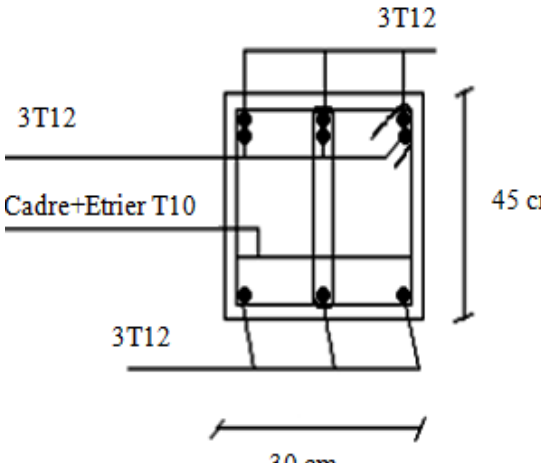
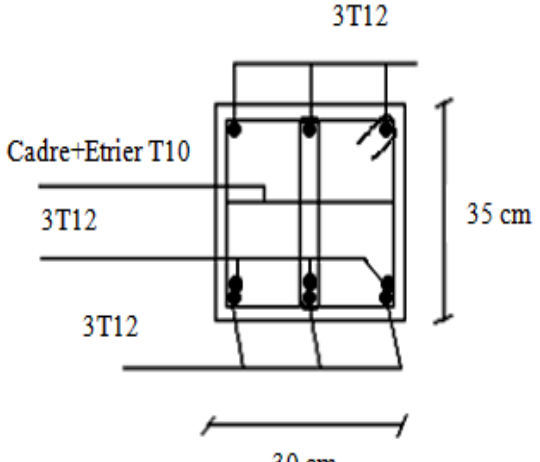
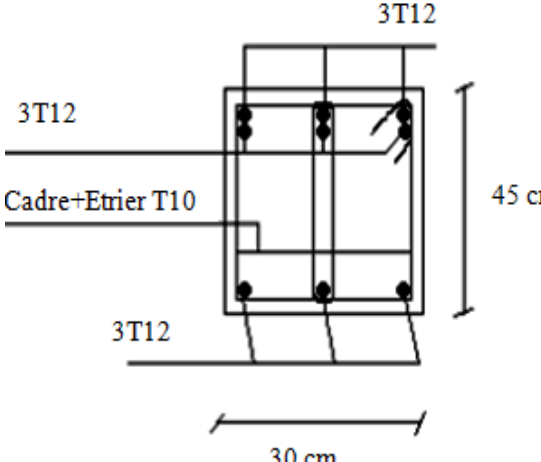
	
Travées	Appuis
Poutres principales	
	
Travées	Appuis
Poutres secondaires	

Tableau V.14. Sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires

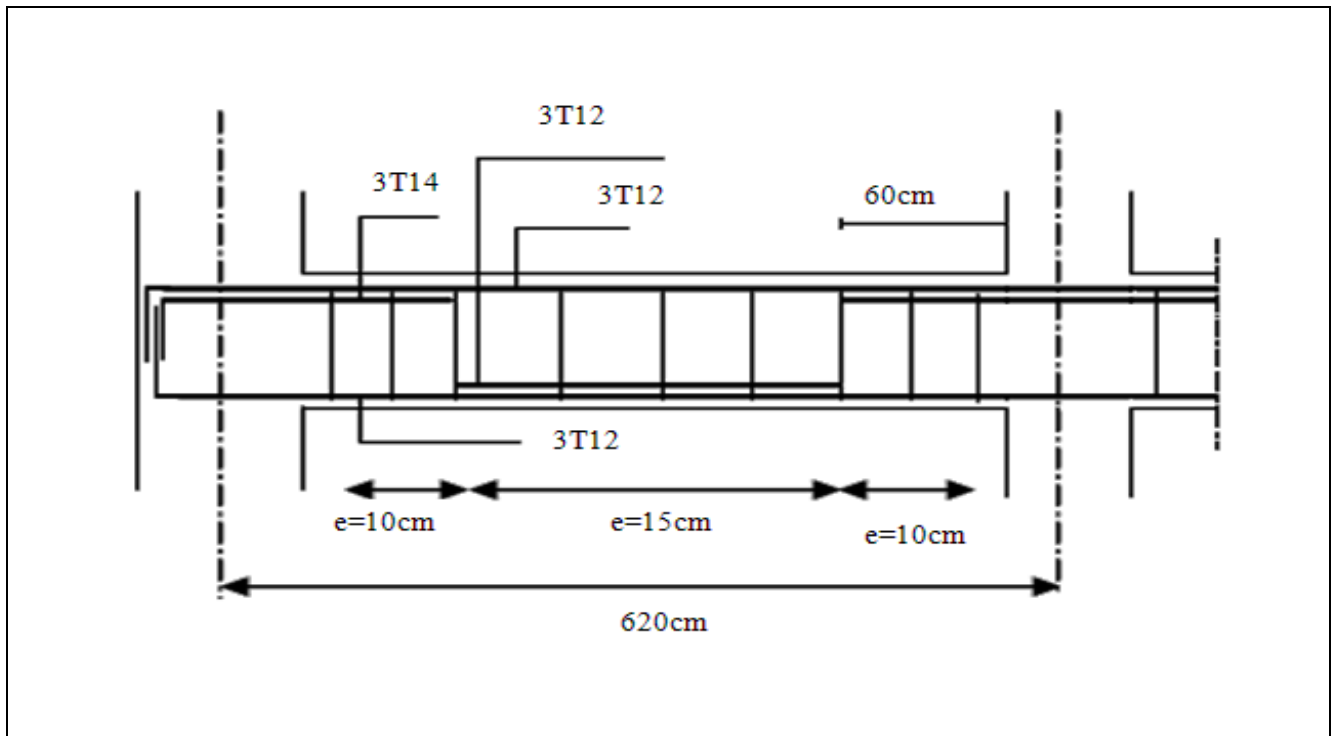


Fig V.4. Disposition constructive de la poutre principale sous sol, RDC et 1^{er} étage

V.4. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99/03 (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.85 \times h$$

1.1 Poteau

Niveau	Section(cm)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous sol, RDC	70×70	0.595	41.21	1127.91
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	0.510	32.93	772.53
3 et 4 ^{ème} étage	55×55	0.467	28.4	610.08
5 et 6 ^{ème} étage	50×50	0.425	20.36	398.03
7 et 8 ^{ème} étage	45×45	0.382	18.47	324.55

Tableau V.15. Moments résistant dans les poteaux.

1.2 Poutre

	Type	Section (cm)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous sol, RDC et Etage 1	PP	30×45	0.382	14.8	196.46
	PS	30×35	0.297	19.89	205.47
Étages 2 à 8	PP	30×45	0.382	13.57	180.304
	PS	30×35	0.297	13.57	140.184

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres.

2) Vérification des zones nodales

niveau	plan	M _e = M _w	M _n et M _s	1.25× (M _e +M _w)	M _n +M _s	observations
Sous sol, RDC	PP	196.46	1127.91	491.15	2255.82	vérifiée
	PS	205.47	1127.91	513.67	2255.82	vérifiée
1 ^{er} étage	PP	196.46	772.53	491.15	1545.06	vérifiée
	PS	205.47	772.53	513.67	1545.06	vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	180.304	772.53	450.76	1545.06	vérifiée
	PS	140.184	772.53	350.46	1545.06	vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	PP	180.304	610.08	450.76	1220.16	vérifiée
	PS	140.184	610.08	350.46	1220.16	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	PP	180.304	398.03	450.76	796.06	vérifiée
	PS	140.184	398.03	350.46	796.06	vérifiée
7 et 8 ^{ème} étage	PP	180.304	324.55	450.76	649.10	vérifiée
	PS	140.184	324.55	350.46	649.10	vérifiée

Tableau V.17. Vérification des zones nodales

V.5. Etude des voiles

1) Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion,
- Rupture en flexion par effort tranchant,
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes

- 1) $1.35G+1.5Q$; 2) $G+Q\pm E$; 3) $0.8G\pm E$.

2) Les recommandations du RPA99/ver2003

a. Armatures verticales

[art 7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Armatures horizontales

[art 7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10ϕ .

c. Règles communes

[art 7.7.4.3]

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante (non tendue) 0.10%

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

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

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

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

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

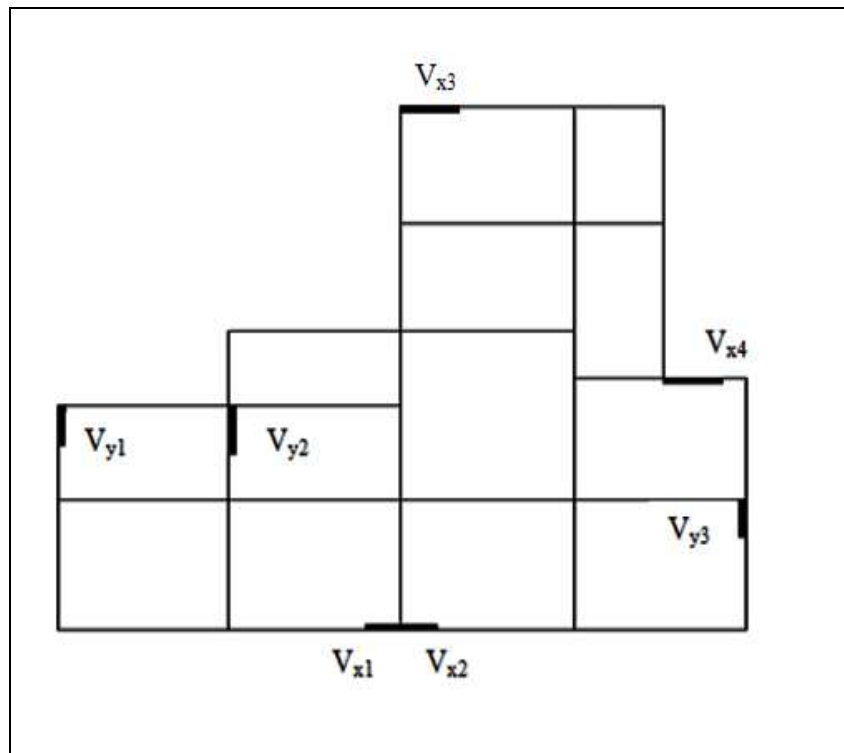
Disposition des voiles

Fig. V.5. Disposition des voiles

3. Ferrailage des voiles

a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times l$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

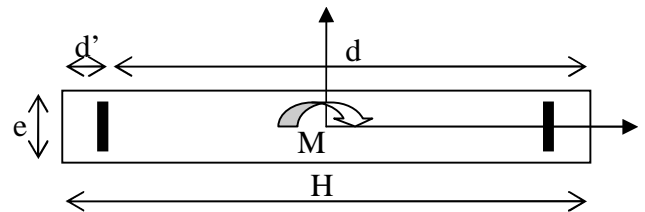


Fig V.6. Schéma d'un voile.

$$d = 0.9 h ; \quad d' = h - d$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max (A^{cal} , A_{\min}^{RPA})$$

b) Armatures horizontales : elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H \geq \frac{\tau_u \times b \times s_t}{0.8 \times f_e}$$

$$A_H^{\min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

N_{bre} / face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} / face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} / face : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

- On va exposer un seul exemple de calcul du voile V_{x1} (étage 5 à 8).

a. Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1\text{m}, d = 0.95\text{m}, e = 0.2\text{m}$$

$$N = 217.4 \text{ KN (traction)}, M = 182.81\text{KN.m } V = 45.17\text{KN}$$

$$e_G = \frac{M}{N} \Rightarrow e_G = 0.84\text{m} > \frac{l}{2} = 0.5\text{m} \rightarrow \text{C en dehors de la section(AA')}.$$

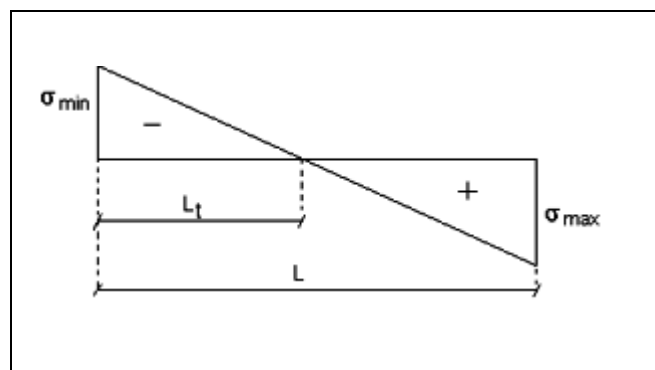
⇒ Calcul d'une section partiellement tendue.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V \Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{217.4 \times 10^{-3}}{0.2} + \frac{182.81}{0.0166} \times 0.5 \Rightarrow \sigma_{\max} = 6.57\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V \Rightarrow \sigma_{\min} = \frac{217.4 \times 10^{-3}}{0.2} - \frac{182.81}{0.0166} \times 0.5 \Rightarrow \sigma_{\min} = -4.39\text{MPa}$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \Rightarrow L_t = 0.40\text{m}$$



$$N(d-d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d) b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times (d - h/2) = 182.81 + 217.4 \times (0.95 - 1/2) = 280.64 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Leftrightarrow 217.4 \times 10^{-3} \times (0.95 - 0.05) - 280.64 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 1 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 14.2$$

$$(I) \Leftrightarrow 0.084 < 0.84$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{280.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.95^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.021$$

$$\mu_{bu} = 0.021 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_{st} = f_c / \gamma_s$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.021$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.94\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{Z \cdot f_{st}} \Rightarrow A_1 = \frac{280.64 \times 10^{-3}}{0.94 \times 348} = 8.56 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A = 2.31 \text{ cm}^2$$

Recommandation du RPA99

- **Dans la zone tendue**

$$A_{\min}^t = 0.2 \text{ ‰} \times e \times L_t$$

$$A_{\min}^t = 1.6 \text{ cm}^2 < A_{cal}$$

- **Dans la zone courante du voile**

$$A_{\min}^c = 0.1 \text{ ‰} \times e \times L_c, \text{ avec } : L_c = L - 2L_t = 0.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min}^c = 0.4 \text{ cm}^2$$

- **Dans toute la section de la voile**

$$A_{\min} = 0.15 \text{ ‰} \times L \times e = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{BAEL 91 : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.2 \times 0.95 \times \frac{2.1}{400} = 2.29 \text{ cm}^2$$

b. **armatures horizontales** On a : $V=45.17\text{KN}$

Pour le calcul des armatures horizontales (A_t) on fixe d'abord S_t après on calcul A_t .

$$\tau_u = 1.4 \times \frac{V}{e \times d} = 1.4 \times \frac{45.17 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.95} = 0.322 \text{ MPa}$$

Pour $S_t=20 \text{ cm}^2$ on aura :

$$A_t \geq \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e} = \frac{0.322 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.402 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15 \text{ ‰} \times b \times s_t = 0.0015 \times 0.2 \times 0.20 = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.4, 0.6) = 0.6 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures verticales (S_t).

$$S_t \leq \min(1.5b, 30\text{cm}) \Leftrightarrow S_t \leq \min(1.5 \times 2; 30\text{cm}) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 20\text{cm}.$$

- c. **Vérification au Cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003

$$\text{comme suit : } \tau_u = 1.4 \times \frac{V}{b \times d} = 1.4 \times \frac{45.17 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.95} = 0.322 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

- Selon le sens X-X

a. Voiles V_{x1}

Voile V_{x1} L=1m; e=0.2m	Sous sol, RDC et Etage 1	Etages 2, 3, 4	Etages 5, 6, 7, 8
M (KN.m)	72.17	20.11	182.81
N (KN)	1212.63	724.78	217.4
V (KN)	59.96	73.24	45.17
A_v^{cal} / face (cm^2)	19,62	11,03	2.31
A_v^{min} (cm^2)/voile	3	3	3
A_v^{adp} / face (cm^2)	19.73	12.06	6.28
N^{barre} / face	2T16+5T20	8T14	8T10
S_v (cm)	20	16	16
A_h^{cal} / espacmt (cm^2)	0.55	0.67	0.402
A_h^{min} (cm^2)/voile	0.6	0.48	0.48
A_h^{ad} / espacmt (cm^2)	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2T8	2T8	2T8
S_h (cm)	20	20	20

Tableau V.18. Résultat de calcul de ferrailage de voile V_{x1} .

b. Voiles V_{x2}

Voile V_{x2} L=1m; e=0.2m	Sous sol, RDC et Etage 1	Etages 2, 3, 4	Etages 5, 6, 7, 8
M (KN.m)	490.39	155.18	46.97
N (KN)	-998.19	-725.74	237.31
V (KN)	148.5	91.93	22.85
A_v^{cal} / face (cm^2)	29,18	15,13	4,83
A_v^{min} (cm^2)/voile	3	3	3
A_v^{adp} / face (cm^2)	32.21	15.14	6.28
N^{barre} / face	4T20+4T25	2T14+6T16	8T10
S_v (cm)	16	16	16
A_h^{cal} / espacmt (cm^2)	1.09	0.67	0.16
A_h^{min} (cm^2)/voile	0.48	0.48	0.48
A_h^{ad} / espacmt (cm^2)	1.57	1.01	1.01
N^{barre}	2T10	2T8	2T8
S_h (cm)	20	20	20

Tableau V.19. Résultat de calcul de ferrailage de voile V_{x2} .

c. Voiles V_{x3}

Voile V_{x3} L=1.5m; e=0.2m	Sous sol, RDC et Etage 1	Etages 2, 3, 4	Etages 5, 6, 7, 8
M (KN.m)	338.53	88.56	59.86
N (KN)	-579.45	-416.41	-182.29
V (KN)	85.98	66.39	25.23
A_v^{cal} / face (cm^2)	15,30	7,74	3,81
A_v^{min} (cm^2)/voile	4.5	4.5	4.5
A_v^{adp} / face (cm^2)	15.39	7.85	6.28
N^{barre} / face	10T14	10T10	8T10
S_v (cm)	17	17	25
A_h^{cal} / espacmt (cm^2)	0.43	0.33	0.18
A_h^{min} (cm^2)/voile	0.51	0.51	0.75
A_h^{ad} / espacmt (cm^2)	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2T8	2T8	2T8
S_h (cm)	20	20	20

Tableau V.20. Résultat de calcul de ferrailage de voile V_{x3} .d. Voiles V_{x4}

Voile V_{x4} L=1.5m; e=0.2m	Sous sol, RDC et Etage 1	Etages 2, 3, 4	Etages 5, 6, 7, 8
M (KN.m)	586.79	218.58	283.63
N (KN)	-926.23	-730.48	-320.33
V (KN)	219.43	104.87	92.40
A_v^{cal} / face (cm^2)	24,95	14,83	10,22
A_v^{min} (cm^2)/voile	4.5	4.5	4.5
A_v^{adp} / face (cm^2)	25.13	15.39	11.31
N^{barre} / face	8T20	10T14	10T12
S_v (cm)	25	17	17
A_h^{cal} / espacmt (cm^2)	1.65	0.53	0.47
A_h^{min} (cm^2)/voile	0.75	0.51	0.51
A_h^{ad} / espacmt (cm^2)	2.26	1.01	1.01
N^{barre}	2T12	2T8	2T8
S_h (cm)	20	20	20

Tableau V.21. Résultat de calcul de ferrailage de voile V_{x4} .

- Selon le sens Y-Y

- a. Voiles V_{y1}

Voile V_{y1} L=1.6m; e=0.2m	Sous sol, RDC et Etage 1	Etages 2, 3, 4	Etages 5, 6, 7, 8
$M (KN.m)$	43.36	38.45	165.21
$N (KN)$	-654.09	-450.01	-178.55
$V (KN)$	58.7	73.17	8.93
$A_v^{cal} / \text{face} (cm^2)$	10,21	7,18	5,62
$A_v^{min} (cm^2)/\text{voile}$	4.8	4.8	4.8
$A_v^{adp} / \text{face} (cm^2)$	11.31	7.85	7.85
N^{barre} / face	10T12	10T10	10T10
$S_v (cm)$	18	18	18
$A_h^{cal} / \text{espacmt} (cm^2)$	0.29	0.37	0.04
$A_h^{min} (cm^2)/\text{voile}$	0.54	0.54	0.54
$A_h^{ad} / \text{espacmt} (cm^2)$	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2T8	2T8	2T8
$S_h (cm)$	20	20	20

Tableau V.22. Résultat de calcul de ferrailage de voile V_{y1} .

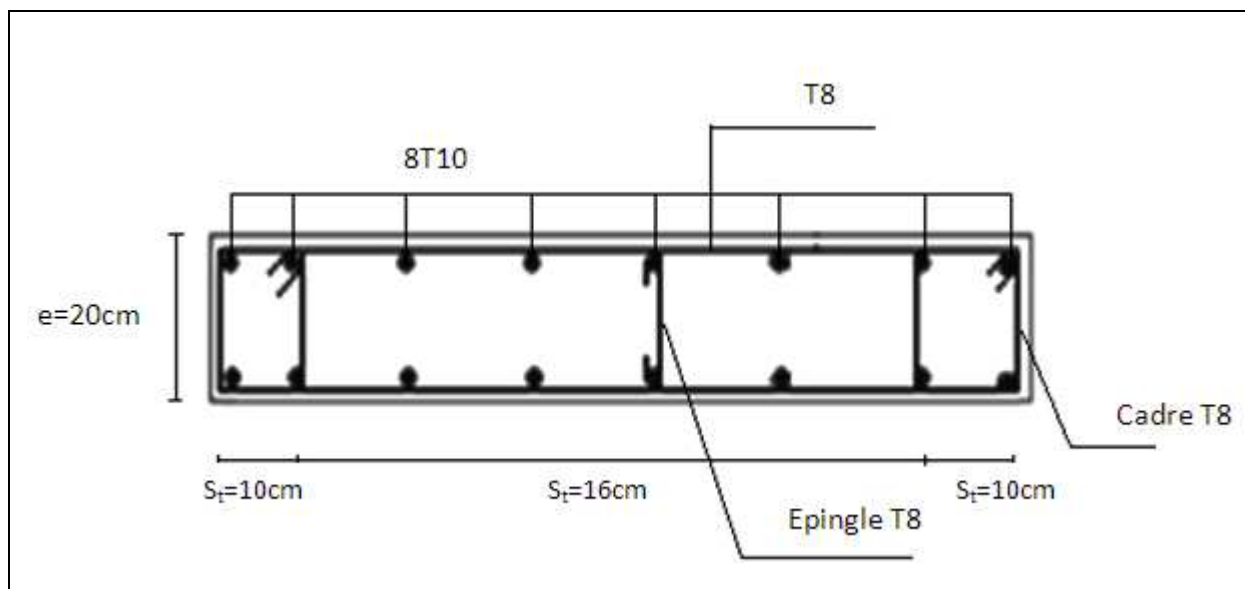
- b. Voiles V_{y2}

Voile V_{y2} L=1.85m; e=0.2m	Sous sol, RDC et Etage 1	Etages 2, 3, 4	Etages 5, 6, 7, 8
$M (KN.m)$	-245.87	-181.15	-96.26
$N (KN)$	-1149.23	-914.91	-409.77
$V (KN)$	15.19	9.96	11.13
$A_v^{cal} / \text{face} (cm^2)$	20,45	11,86	7,43
$A_v^{min} (cm^2)/\text{voile}$	5.55	5.55	5.55
$A_v^{adp} / \text{face} (cm^2)$	21.30	13.57	7.85
N^{barre} / face	6T14+6T16	12T12	10T10
$S_v (cm)$	15	15	21
$A_h^{cal} / \text{espacmt} (cm^2)$	0.05	0.03	0.05
$A_h^{min} (cm^2)/\text{voile}$	0.45	0.45	0.63
$A_h^{ad} / \text{espacmt} (cm^2)$	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2T8	2T8	2T8
$S_h (cm)$	20	20	20

Tableau V.23. Résultat de calcul de ferrailage de voile V_{y2} .

c. Voiles V_{y3}

Voile V_{y3} $L=1.5m$; $e=0.2m$	Sous sol, RDC et Etage 1	Etages 2, 3, 4	Etages 5, 6, 7, 8
$M (KN.m)$	163.20	39.37	63.33
$N (KN)$	-1075.84	-831.43	-345.79
$V (KN)$	97.3	63.81	12.96
$A_v^{cal} / face (cm^2)$	18,70	12,73	6,23
$A_v^{min} (cm^2)/voile$	0.45	0.45	0.45
$A_v^{adp} / face (cm^2)$	20.11	13.76	7.85
$N^{barre} / face$	10T16	4T12+6T14	10T10
$S_v (cm)$	17	17	17
$A_h^{cal} / espace mt (cm^2)$	0.49	0.32	0.06
$A_h^{min} (cm^2)/voile$	0.51	0.51	0.51
$A_h^{ad} / espace mt (cm^2)$	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2T8	2T8	2T8
$S_h (cm)$	20	20	25

Tableau V.24. Résultat de calcul de ferrailage de voile V_{y3} .Fig .V.7. Schéma de ferrailage du voile V_{x1} au niveau de l'étage 5 à 8

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

VI.1 Introduction

Une fondation superficielle est définie par les caractéristiques géométriques décrites ci-après :

- La largeur B d'une semelle est le plus petit côté de la semelle.
- La largeur L d'une semelle rectangulaire correspond au grand côté. Il convient de distinguer les semelles suivantes :
- les semelles circulaires $B=2R$,
- les semelles carrées $L=B$,
- les semelles rectangulaires $B < L < 5B$,
- les semelles continues $L > 5B$.

[2]

– L'encastrement D est l'épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de fondation.

L'encrage h est la profondeur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse.

Une semelle est considérée comme superficielle lorsque le rapport D/B est faible, et surtout lorsque la justification de la fondation ne prend en compte que la résistance du sol sous le niveau d'assise.

Un radier général est une semelle de grande dimension portant tout ou partie de l'ouvrage. La largeur B est de plusieurs mètres.

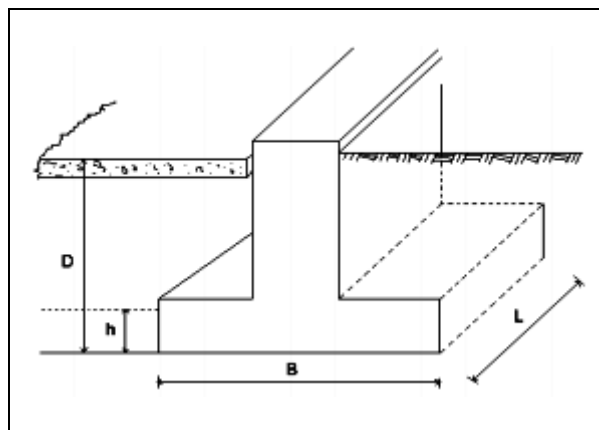


Fig .VI.1. Semelle superficielle

VI.2 Choix du type de la fondation

Le choix de la fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise,
- Le poids de la structure,
- La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.5 bar.

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) leur dimensionnement se fera selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.3 Etude des fondations

1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux étant de sections carrées, on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est :
$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée,

N : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel **SAP2000**.

S : Surface d'appui de la semelle ; $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$N = 3652.388 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$(L \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} ; \quad (L \times B) \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3.652388}{0.15}} = 4.93 \text{ m}^2$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 5 poteaux.

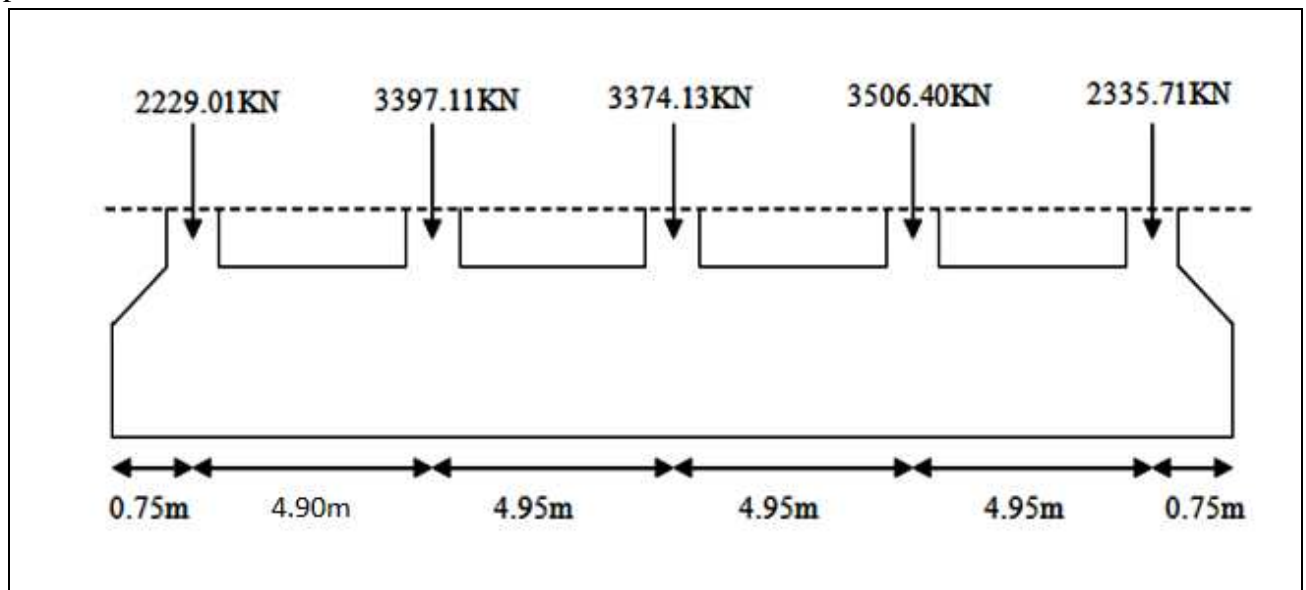


Fig VI.2. Semelle filante

Avec : N_i : effort normal provenant du poteau (i).

N_s : poids estimé de la semelle

$$N_s = 25 \times 1.5 \times 21.25 \times 0.45 = 358.59 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i$$

$$N_1 = 2229.01 \text{ KN}, N_2 = 3397.11 \text{ KN}, N_3 = 3374.13 \text{ KN}, N_4 = 3506.4 \text{ KN}, N_5 = 2335.71 \text{ KN}$$

$$N = N_s + N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 \Rightarrow N = 15200.96 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq 4.76 \text{ m}$$

Remarque

Vu la distance entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles filantes, d'où l'emploi des semelles filantes est impossible, donc on passe au radier général.

3. Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

3.1. Pré dimensionnement

a) Condition de coffrage

Pour les nervures

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} \dots\dots\dots(1) ; \text{ avec } h_t \text{ est la hauteur de la nervure.}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ; $L_{\max} = 620 \text{ cm}$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h_t \geq 62 \text{ cm}$

On opte pour une hauteur $h_t = 65 \text{ cm}$

Pour la dalle $h_0 \geq \frac{l_{\max}}{20} \Rightarrow h_0 \geq 31 \text{ cm}$; On opte pour une hauteur $h_0 = 50 \text{ cm}$

b) La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \dots\dots\dots(1)$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} ; l_e \text{ est la longueur élastique.} \dots\dots\dots(2)$$

E: Module de Young.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases} ; \text{ Dans notre cas on a un sol moyen donc } K = 4 \times 10^4 \text{ Kg/m}^3.$$

$$E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml, on prend 1ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{De (1), (2) et (3)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} ; \text{ Donc : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 6.2^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t = 0.96 \text{ m}$$

A partir des deux conditions précédentes on prend $h_t = 1 \text{ m}$ Pour les nervures du radier.

b) La surface du radier

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{49485.391}{150} = 329.90 \text{ m}^2.$$

Or la surface du bâtiment est $S_{bat} = 426.97 \text{ m}^2$.

On opte $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 426.97 \text{ m}^2$

3.2 Les vérifications nécessaires

a. Vérification au poinçonnement

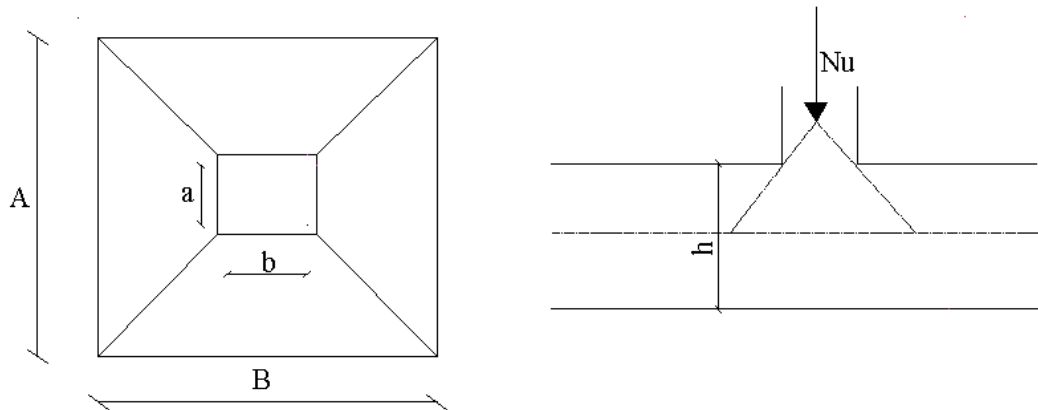


Fig.VI. 1 Zone de contact poteau

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (CBA93 article A.5.2.4.2)

N_U : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 70 + 100 \Rightarrow A = 170cm \\ B = 70 + 100 \Rightarrow B = 170cm \end{cases}$$

Après le calcul on trouve $U_c = 6.8m$ ce qui donne :

$$N_U = 3652.388 < 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 0.045 \times 6.8 \times 1 \times \frac{25}{1.15} \times 10^3 = 6652.17KN \dots\dots C'est vérifiée$$

b. Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

$$X_g = 10.07m.; I_{xx} = 63997m^4 \quad Y_g = 10.6m.; I_{yy} = 57815m^4 \quad S_{rad} = 426.97 m^2$$

• Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_y} \times Y_g$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$$N = 49485.391KN \text{ et } M_y = 41573,04KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_1 = 123.52KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_2 = 108.27KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 123.52 + 108.27}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.119Mpa$$

$\sigma_{moy} < \sigma_{sol} \dots\dots\dots$ vérifiée.

- **Dans le sens y-y**

$$M_x = 34615,66 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_1 = 113.72 \text{KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_2 = 102.83 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 142.16 + 109.15}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.110 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

c. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 99/version 2003, On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{34615.66}{49485.391} \Rightarrow e = 0,69 \text{m} < 5.03 \text{m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{41573.04}{49485.391} \Rightarrow e = 0,84 \text{m} < 5.30 \text{m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

3.3 La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 4.95 \text{m}$ et $l_y = 6.2 \text{m}$

$$P_{G0} = \rho \times e \times S_{rad} = 25 \times 0,5 \times 462.97 \Rightarrow S_{rad} = 5337.125 \text{KN} \text{ (} P_{G0} \text{: le poids propre du radier)}$$

a. Calcul des sollicitations

- **Calcul a l'ELU**

$$q_u = \frac{N_u + 1.35 P_{G0}}{S_{rad}} = \frac{69301.642 + (1.35 \times 5337.125)}{426.97} \Rightarrow q_u = 179.18 \text{KN/m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser} + P_{G0}}{S_{rad}} = \frac{49485.391 + 5337.125}{426.97} \Rightarrow q_{ser} = 128.39 \text{KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.79 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **A L'ELU : $\rho = 0.79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0573 \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases}$**

$$\text{Sens x-x' : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 251.56 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 145.55 \text{KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x' : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 213.82 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 123.72 \text{KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 125.78 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 72.77 \text{KN.m}$$

• **A L'ELS** : $\rho = 0.79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0639 \\ \mu_y = 0.6978 \end{cases}$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 201.02 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 140.27 \text{KNm}$

-En travée

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 170.86 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 119.22 \text{KNm}$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 100.51 \text{KNm}; M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 70.13 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = (1 \times 0,5) \text{ m}^2$

		μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A (cm ² /ml) adopté
Sens x.x	Travée	0.065	0.084	0.463	13.25	7T16=14.07
	appui	0.038	0.049	0.470	7.68	7T12=7.92
Sens y.y	Travée	0.037	0.048	0.470	7.55	7T12=7.92
	appui	0.022	0.028	0.474	4.40	7T12=7.92

Tableau.VI.1. Résumé des résultats du ferrailage.

• **Espacement des barres**

Sens x-x : $S_t \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33 \text{cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4 \times h_0; 45) = 45 \text{cm}$; Soit : $S_t = 14 \text{ cm}$ dans les deux sens.

▪ **Vérification à l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

On calcule A_{\min} : $\left. \begin{matrix} h_0 > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 & h_0 = e = 50 \text{cm} \\ A_{\min}^y = \max(\rho_0 \times b \times h_0; \frac{A_t^y}{4}) & ; b = 100 \text{cm} \\ & \rho = 0.79 \end{cases}$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 4.42 \text{cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_{\min}^x < A_{cal}^x \dots\dots \text{C'est vérifiée} \\ A_{\min}^y = 4 \text{cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_{\min}^y < A_{cal}^y \dots\dots \text{C'est vérifiée} \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa.}$$

$$-V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 317.9 \text{KN}; \tau_u = \frac{317.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} \Rightarrow \tau_u = 0.706 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots \text{vérifiée}$$

$$-V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 295.64 \text{KN}; \tau_u = \frac{295.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} \Rightarrow \tau_u = 0.656 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

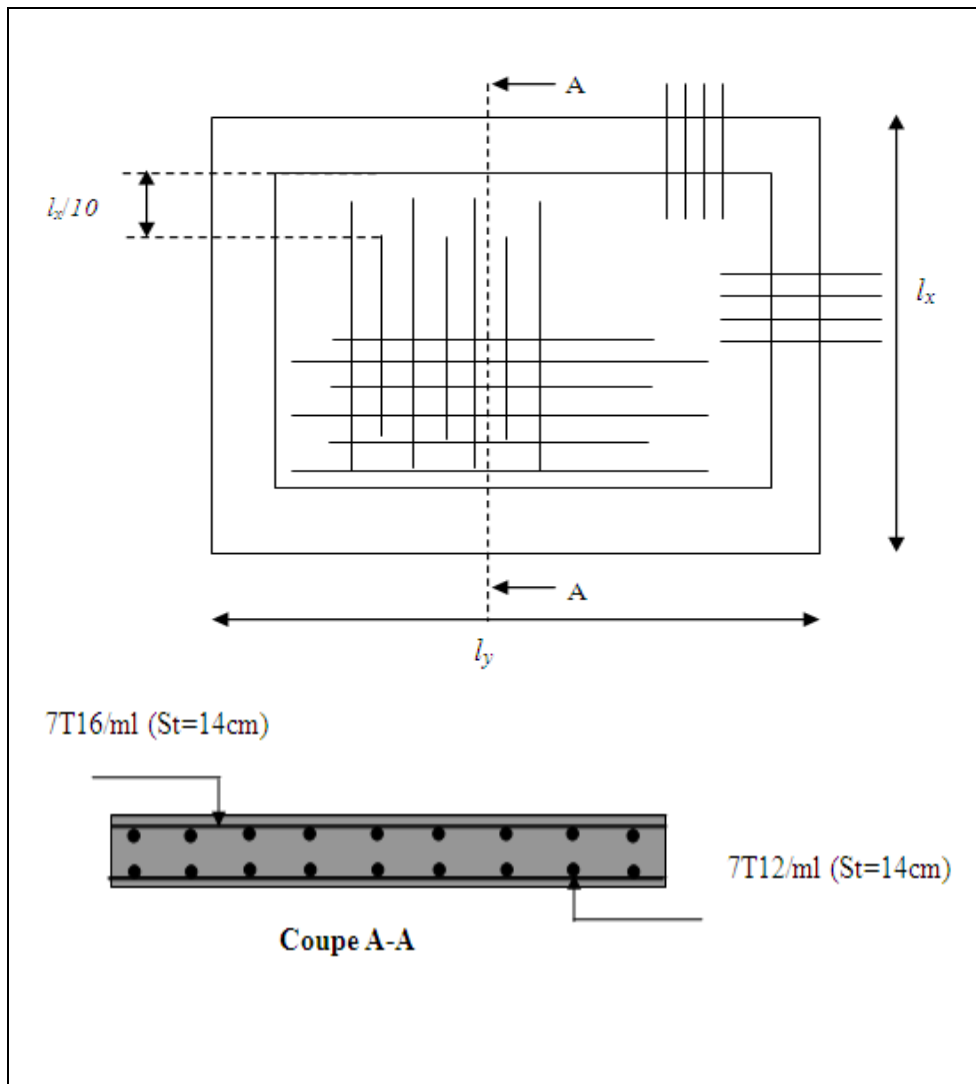


Fig VI.4. Schéma de Ferrailage de la dalle du radier

3.4. Etude des nervures

a. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.79 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$q_u = 179.18 \text{KN} / \text{m}^2$

$q_s = 128.39 \text{KN} / \text{m}^2$

Calcul des sollicitations :

-Moments aux appuis : $M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$

-Moment en travée :

$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$

$M_0(x) = \frac{q_u \times x}{2} (1 - x)$

$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u \times l}$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- Sens longitudinal (x-x)

$P_1 = \frac{q_u \times l_x}{3}$

$P_1' = \frac{q_u \times l_x}{3}$

$P = P_1 + P_1'$

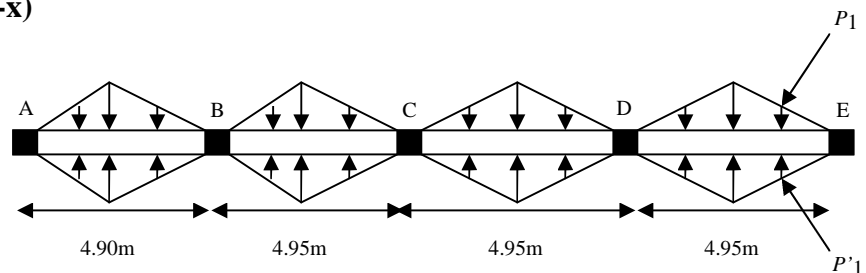


Fig VI.5. Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	4.90	4.90	585.32	263.50	1353.19	1.2	508.86
B-C	4.95	3.96	532.16	1353.19	981.77	2.05	1006.52
C-D	4.95	3.96	532.16	981.77	1383.27	2.02	961.02
D-E	4.95	4.95	591.29	1383.27	271.65	1.22	1085.24

Tableau VII.2. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

▪ Sens transversal (y-y)

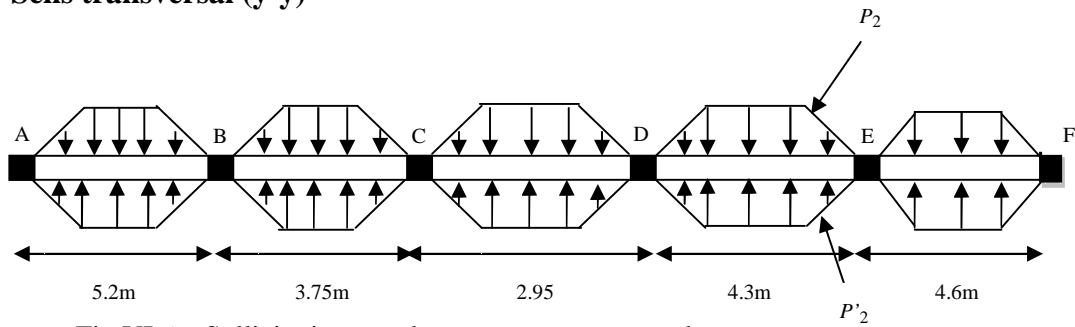


Fig VI.6. Sollicitations sur les nervures transversales

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P'_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P = P_2 + P'_2$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	5.2	5.2	737.9	374.11	1674.11	4	299.03
B-C	3.75	3	478.92	1674.11	392.51	0.03	1666.64
C-D	2.95	2.36	376.75	392.51	553.69	1.78	365.37
D-E	4.3	3.44	548.92	553.69	1256.69	3.06	489.30
E-F	4.6	4.6	652.76	1256.69	258.98	1.08	1014.7

Tableau VII.3. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

b. Calcul du Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 1m$$

$$h_0 = 0.5m$$

$$b_0 = 0.70m$$

$$d = 0.65m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.2}{10}; \frac{4.95}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.52; 2.47)$$

soit : $b_1 = 0.5m$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.70m$

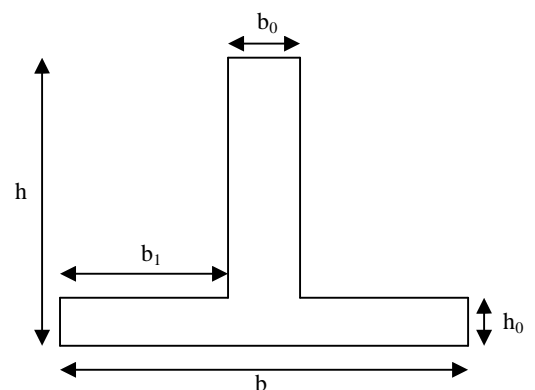


Fig VI.7. Section à ferrailier

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
X-X	Travée	1085.24	32.62	20.11	5T16+5T25=34.59
	Appui	1383.27	41.87	20.11	4T20+6T25=42.02
Y-Y	Travée	1666.64	50.79	20.11	8T25+2T32=55.35
	Appui	1674.11	51.03	20.11	8T25+2T32=55.35

Tableau VII.4. Résumé des résultats de ferrailage de la nervure.

- Armatures transversales : $\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l) = \min(2.85; 7; 25) = 28.5mm$ soit $\phi_t = 10mm$.
- Espacement des aciers transversaux : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l_{min}}) \Rightarrow S_t = \min(25; 12; 20) = 12cm$ soit $S_t = 10cm$.

c) **Schéma de ferrailage**

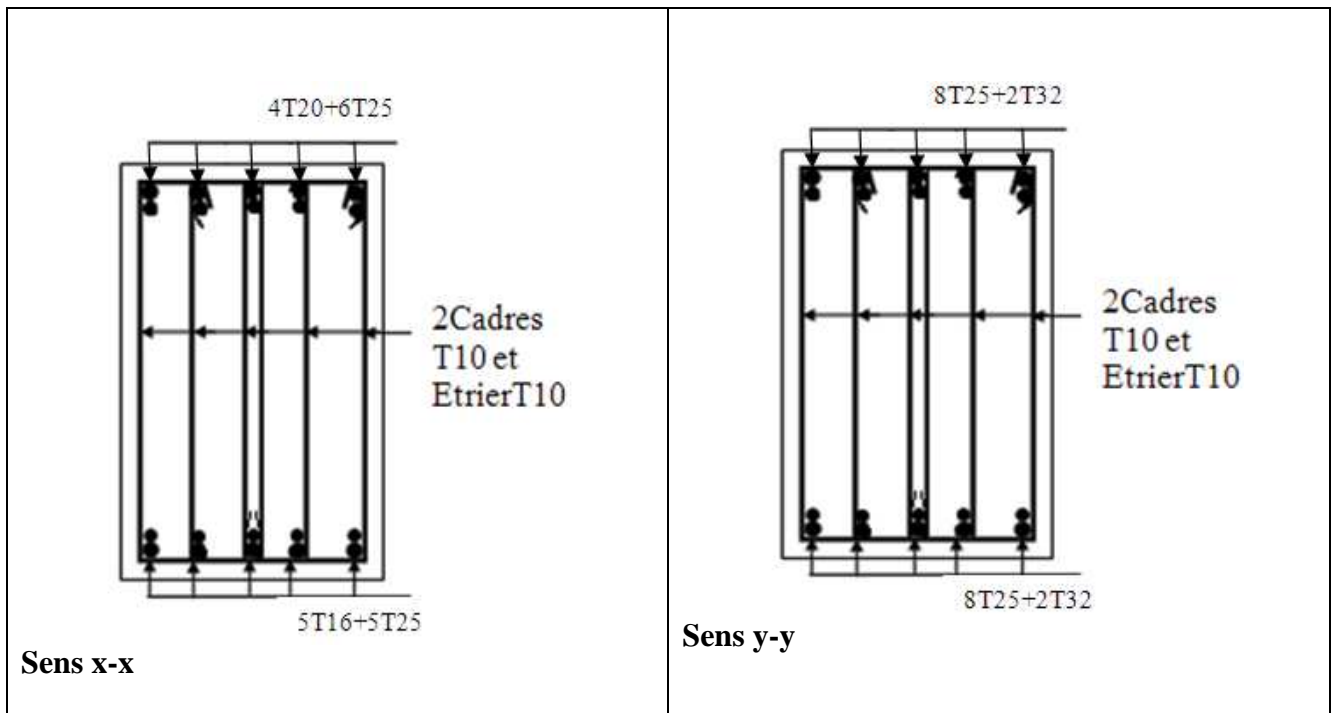


Fig VI.8. Ferrailage des nervures

VI. 5 Voile périphérique

VI. 5. 1 Introduction

Selon le RPA99, les ossatures au dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI. 5. 2 Dimensionnement des voiles

La hauteur : $h = 3.06 \text{ m}$

La longueur : $L = 6.2 \text{ m}$

L'épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

VI. 5. 3 Caractéristiques du sol

Le poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\varphi = 17.5^\circ$

La cohésion $C = 23 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI. 5. 4 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

a. La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right))$$

$$G = 3.06 \times (20 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{17.5}{2} \right) - 2 \times 23 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{17.5}{2} \right)) = 7.60 \text{ KN} / \text{ml}$$

b. Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 5.37 \text{ KN} / \text{ml}$$

VI. 5. 5. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

a. A L'ELU

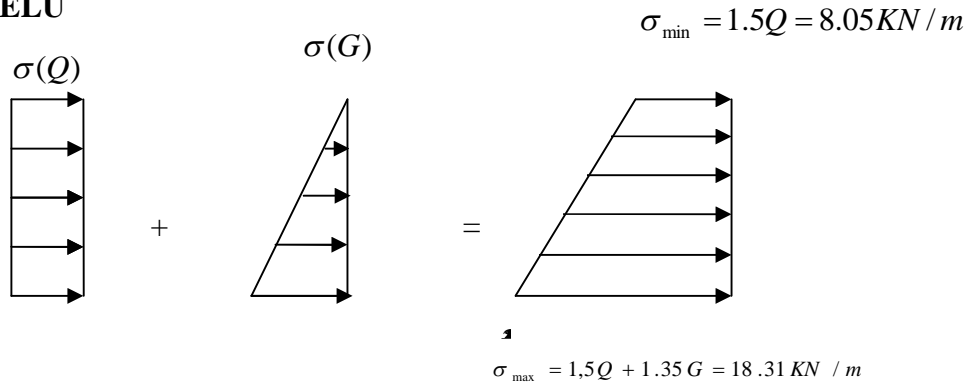


Fig VI.9. Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 15.74 \text{ KN/m}^2 : q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 15.74 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{aligned} L_x &= 3.06 \text{ m} & b &= 100 \text{ cm} \\ L_y &= 6.2 \text{ m} & h &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.49 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0.49 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0980 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 14.44 \text{ KN.m}; \quad M_{oy} = 3.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{oy} = 3.06 \text{ KN.m}; \quad M_{tx} = 0.85M_{ox} = 12.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3M_{ox} = 4.33 \text{ KN.m}$$

$$A_{min} = 0.1\%bh \text{ Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
travée	Xx	12.27	0.026	0.033	0.177	1.98	2	4T10=3.14
	Yy	3.06	0.008	0.019	0.179	0.49	2	4T10=3.14
Appui		4.33	0.009	0.011	0.179	0.69	2	4T8=2.01

Tableau VII.5. Résumé des résultats de ferrailage du voile périphérique.

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28}; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{15.44 \times 6.2}{2} = 48.79 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

- a. **A l'ELS**

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 5.37 \text{ KN/m}^2; \quad \sigma_{\max} = 1 \times G = 7.60 \text{ KN/m}^2; \quad q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 12.97 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1013 \\ \mu_y = 0.3580 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 12.30 \text{ KN.m}; \quad M_{0y} = 4.40 \text{ KN.m}; \quad M_{1x} = 10.45 \text{ KN.m}; \quad M_{1y} = 3.74 \text{ KN.m}; \quad M_{ap} = 3.69 \text{ KN.m}$$

- b. **Vérification des contraintes**

Contraintes dans le béton

$$y = 0.036 \text{ m} \quad I = 11320 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 1.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

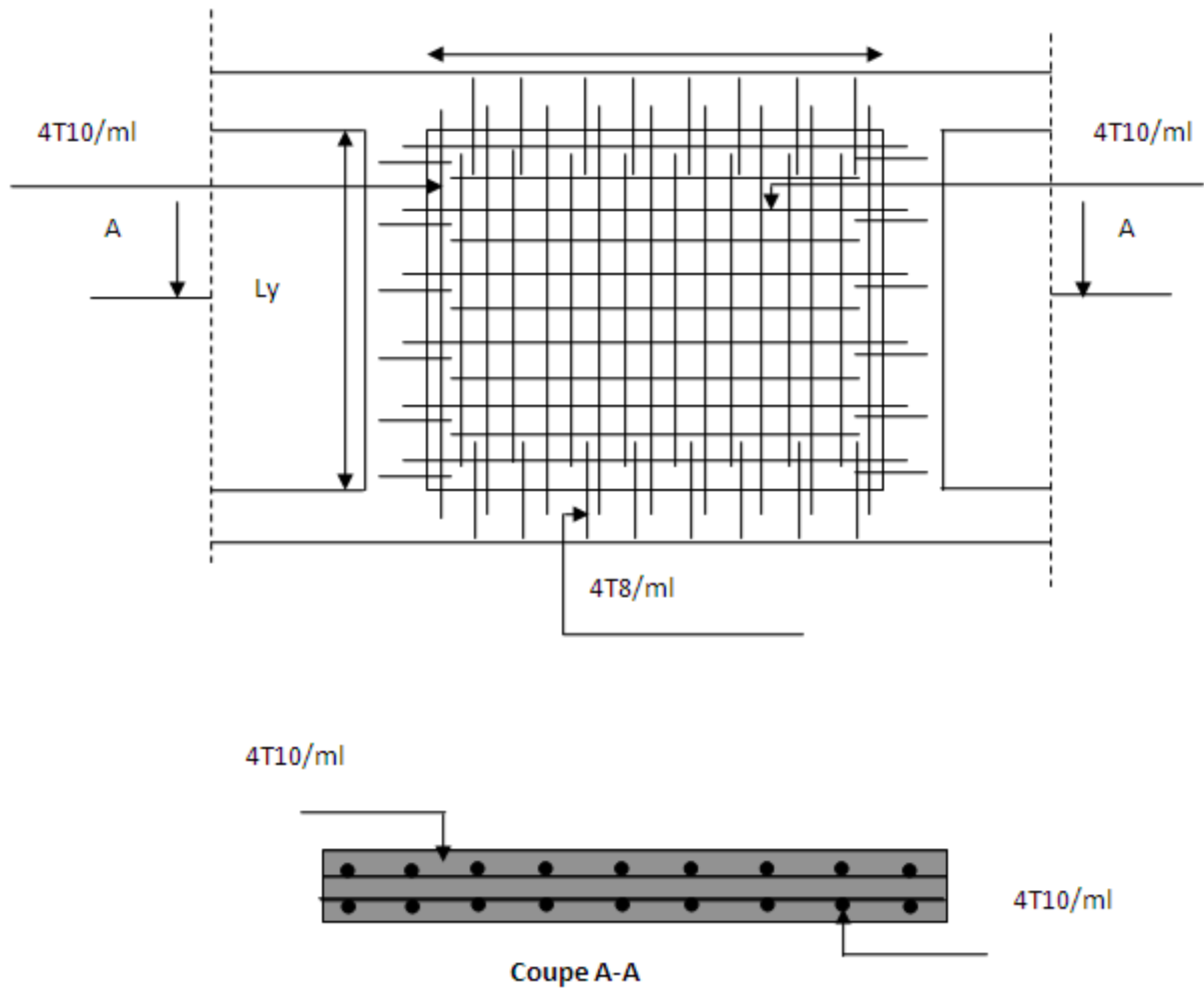


Fig VI.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

- Le radier est le type de fondation le plus adéquat Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées et filantes.
- Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.
- Le voile périphérique a été calculé comme des panneaux de dalle pleine délimitée par le système poteaux-poutres.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- Les matériaux utilisés pour la conception de notre structure sont : les aciers de nuance FeE400 et un béton qui a une résistance caractéristique à la compression égale à 25 MPa
- Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait en se basant sur le critère de la plus petite portée et le critère de la continuité.
- Le pré dimensionnement des différents éléments s'est fait essentiellement pour répondre à la condition de la flèche ainsi qu'au flambement pour les éléments élancés.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- résistance et l'économie sont des facteurs très importants qu'on peut concrétiser par le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.
- Pour l'infrastructure le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.
- En étude dynamique toutes les exigences de R.P.A99Version 2003 sont respectées ce qui nous donne une bonne assurance à l'endurance de notre ouvrage et la sécurité importante des vies humaines .

Bibliographie

- Document technique réglementaire D.T.R BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; R.P.A99/version 2003 ».
- B.A.E.L91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- C.B.A 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- D.T.R BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- [1] M.Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- [2] Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert, Fondations et ouvrages en terre, Edition Eyrolles, 4ième tirage 2003.
- [3] Victor Davidovici : Formulaire Du Béton 1. Edition LE MONITEUR.
- Autres documents consultés :
Cahiers de cours de cursus.

Annexe 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 2

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Annexe 3

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Résumé

Présenté par : M^r. BENANI Gouda

M^r. ZOUIA Hakim

Encadrés par : M^{me} K.LAOUBI

Thème : Etude d'un bâtiment (R+8+Sous sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.

Et pour cela, il doit y avoir une connaissance approfondie de tous les types de relevés, topographiques, des propriétés et de la mécanique des matériaux de construction, de la mécanique des structures et des sols, de l'hydraulique et de la mécanique des fluides.

Notre travail consiste à étudier un bâtiment en (R+8+Sous-sol), présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques) avec une justification de l'interaction.

Après une descente des charges et un pré dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique a été effectuée dans le but est de déterminer le bon comportement du bâtiment, ainsi que les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Après dimensionnement de la structure, nous avons effectués un calcul de l'infrastructure et puis on a achevé notre travail par une conclusion générale.