

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère De l'Enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira- Bejaia
Faculté Des Sciences Et Sciences De Technologie
Département De Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue de l'obtention du Diplôme de master en génie civil
Option : Matériaux et Structures(M.S)

Thème :

**Etude D'un Bâtiment (R+8) à usage d'habitation Et commercial
Contreventé Par Un Système Mixte (Voiles-Portiques)
Avec l'application du logiciel ETABS V.9.2**

Présenté par :

**M^r AKOUN Massinissa
M^r BELKHIRI Mohand Seghir**

Encadré par :

M^r A.SEGHIR

Membres de Jury:

President: M^r HADDI

Examinatrice : M^m BERRAH

Promotion 2013/2014

Remerciements

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

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^r A.SEGHIR: notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous nos amis qui nous a toujours encouragés

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Massinissa & Mouhand Sghir

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A ma mère Zakou

A mon frère Massi et ma sœur Kahina

A ma famille

A mon binôme et à tous mes amis.

A mon chère ami A.Beleaid

A une personne très chère A.Sissa

Mohand Seghir Belkhiri

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A ma grand-mère (yema taous)

A mon frère et ma sœur

A mon binôme et à tous mes amis.

A une personne très chère Ouardia BELABBAS.

Massinissa AKROUN

SOMMAIRE

Chapitre I	: Présentation et description de l'ouvrage.....	01
Chapitre II	: Pré-dimensionnement des éléments.....	17
Chapitre III	: Calcul des éléments.....	43
	• III-1-Acrotère.....	43
	• III-2-Plancher.....	51
	• III-3-Dalle pleine.....	86
	• III-4-Escalier.....	91
	• III-5-Poutre palière (étage courant).....	104
	• III-6-Poutre palière (RDC).....	111
	• III-7-Poutre de chinage.....	117
	• III-8-Salle machine.....	123
Chapitre IV	: Etude dynamique.....	132
Chapitre V	: Etude des éléments structuraux.....	161
	• V-1-Poteaux.....	161
	• V-2-Poutre.....	176
	• V-3-Voile.....	185
Chapitre VI	: Études de l'infrastructure.....	193
Remarque	216
Conclusion	217
Bibliographie	218
Annexes	219

liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge 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 permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur 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 effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

Table des figures

Figure I.1. Diagramme des contraintes du béton	10
Figure I.2. Diagramme des contraintes limites du béton	11
Figure I.3 : Diagramme contrainte– déformation du béton à L’E.L.S.....	12
Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation de l’acier	13
Figure I.6. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots	15
Figure II.1 vue en plan du plancher du plan RDC (corps creux- dalle pleine).....	18
Figure II.2. vue en plan du plancher du plan du 1 :7 Etage (corps creux- dalle pleine).....	19
Figure II.3. vue en plan du plancher du plan de la toiture (corps creux- dalle pleine).....	20
Figure II.4. coupe transversal sur un plancher à corps creux.....	21
Figure II.5. coupe transversal d’une poutrelle.....	22
Figure II.6. Exemple d’un panneau de dalle sur 4 appuis.....	23
Figure II.7. Les différents types de panneaux de la dalle pleine.....	23
Figure II.8. Panneau D1.....	24
Figure II.9. Panneau D2.....	24
Figure II.10. coupe verticale d’un voile.....	26
Figure II.11. vue d’escalier en trois.....	27
Figure II.12. schéma statique de l’escalier	27
Figure II.13. Coupe transversale dans le plancher terrasse	29
Figure II.14. Coupe transversale dans le plancher étage.....	30
Figure II.15. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.....	31
Figure II.16. Coupe verticale d’un mur extérieur.....	31
Figure II.17. Coupe verticale d’un mur intérieur.....	32
Figure II.18. Coupe verticale de l’acrotère.....	32
Figure II.19. Schéma statique de la décente de charge.....	35
Figure II.20. Surface d’influence du poteau P1.....	35
Figure II.21. Surface d’influence du poteau P2.....	37
Figure III.1.1. Coupe transversale de l’acrotère.....	44
Figure III.1.2. schéma statique de l’acrotère.....	44
Figure III.1.3. Section à ferrailer.....	46
Figure III.1.4. Ferrailage de l’acrotère	50
Figure III.2.1. Schéma d’une Poutre.....	51
Figure III.2.2. Moments sur une poutre à plus de deux travées.....	52
Figure III.2.3. Moments sur une poutre à deux.....	52
Figure III.2.4. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	53
Figure III.2.5. Effort tranchant d’une poutre à plus de 2 travées.....	53
Figure III.2.6. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	53

Figure III.2.7. Schéma d'une poutrelle.....	55
Figure III.2.8. Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	85
Figure III.2.9. Schéma de ferrailage de la dalle à Corps creux.....	85
Figure III.3.1. Dalle pleine sur deux appuis	86
Figure III.3.2. Section de la dalle pleine a ferrailé.....	87
Figure III.3.3. schéma de ferrailage des dalles des balcons.....	90
Figure III.4.1. vue en plan de 1er type d'escalier.....	91
Figure III.4.2. Schéma de la section à ferrailer(1 ^{ere} type).....	93
Figure III.4. 3. Schéma de l'escalier de RDC.....	97
Figure III.4. 4. Schéma de la section à ferrailer(2 ^{ème} type)	100
Figure III.5.1. Schéma statique de la poutre palière.....	104
Figure III.5.2. Schéma statique à l'E.L.U.....	105
Figure III.5.3. Schéma statique à l'E.L.S.....	105
Figure III.6.1. Schéma statique de la poutre palière(RDC).....	111
Figure III.6.2. Schéma statique à l'E.L.U.....	112
Figure III.6.3. Schéma statique à l'E.L.S.....	112
Figure III.7.1. Dimensions de la poutre chainage	117
Figure III.7.1. Schéma statique de la poutre de chainage.....	118
Fig III.8.1 : Diffusion de la charge dans le feuillet.....	123
Figure IV.1. Spectre de repense.....	138
Figure IV.2 Disposition des voiles.....	152
Figure IV.3 .Vue en plan du 1er mode vibration.....	153
Figure IV.4.Vue en plan du 2eme mode vibration.....	154
Figure IV.5 Vue en plan du 3eme mode vibration.....	155
Figure V.1.Zone nodale.....	163
Figure V.2.Section d'un poteau.....	172
Figure V.3. La zone nodale.....	182
Figure V.4. Schéma d'un voile plein.....	186
Figure VI.1. Dimension d'une fondation.....	195
Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante.....	196
Figure VI. 3. Schéma statique du débord.....	206
Figure.VI-4.Charges transmises aux nervures sens x-x.....	208
Figure VI-5. Diagramme des moments fléchissant à L'ELU(x-x).....	209
Figure VI-6. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU(x-x).....	209
Figure VI-7. Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (x-x).....	209
Figure.VI-8.Charges transmises aux nervures sens y-y.....	210

Figure VI-9. Diagramme des moments fléchissant à L'ELU(y-y).....	211
Figure VI-10. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU(y-y).....	211
Figure VI-11. Diagramme des moments fléchissant à L'ELS(y-y).....	211
Figure VI-12. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS(y-y).....	211

INTRODUCTION GENERALE

Les tremblements de terre sont des phénomènes irréversibles qui provoquent des catastrophes naturelles parmi les plus imprévisibles et inévitables, auxquels sont soumis les populations et les biens. Ils prélèvent chaque année leur lût de victimes et font régresser économiquement les régions touchées.

Le risque sismique dépend d'une part de la probabilité d'occurrence du séisme, donc de l'aléa sismique et, d'autre part de la vulnérabilité des constructions existantes.

Ces tremblements de terre se sont toujours produits, il se produira d'autre à l'avenir.

Faute de pouvoir les éviter, on doit chercher à limiter leur dommages par des mesures de prévention. Dans la majorité des cas, l'ampleur des dommages est imputable à des choix conceptuels inadéquats à tous les niveaux ou à une négligence dans la réalisation et son contrôle.

Les dommages causés par les séismes pourraient être réduits si certaines règles adoptées globalement sont respectées, telles qu'un dimensionnement adéquat, une bonne conception en général. Enfin, d'une mise en œuvre exécutée dans les règles de l'art.

La prévention du risque sismique doit constituer une préoccupation à tous les stades d'un projet de réalisation. C'est dans cette optique que notre projet est conçu.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (R+8), Il regroupe à la fois commerces, et logements d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques). Ce travail est structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a prè dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du *RPA99addenda2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91*, *RPA99 version 2003* et les différents *DTR*.

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

I.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet étudié.

I.2.présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage qui fait l'objet de notre travail consiste à étudier un bâtiment (R+8) à usage multiple qui regroupe des commerces, bureaux et des logements d'habitation ; classé dans le groupe d'usage 2B (ouvrage de grande importance) selon la classification du RPA99.V2003 (article 3.2). L'ouvrage sera implanté dans la ville de Tizi-Ouzou qui est considérée selon le RPA-99 de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa).

I.3.Description de l'ouvrage :

Cette tour comporte :

- un rez- de-chaussée (RDC) a usage commercial
- 1^{er} étage à usage de bureau
- les autres étages à usages d'habitation
- Une terrasse inaccessible.
- deux cages d'escalier
- une cage d'ascenseur.

I.4. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier la caractéristique géométrique de l'ouvrage qui est les suivantes :

- Hauteur totale	28.56 m.
- Longueur totale du bâtiment.....	19.40 m.
- Largeur totale du bâtiment.....	16.55m.
- Hauteur d'étage courant.....	3.06 m.
- Hauteur du RDC.....	4.08 m.
- Hauteur de l'acrotère	0.60 m.

I.5. Le système structural :

La structure du bâtiment est choisie en tenant de sa capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. En conséquence, notre structure sera composée d'un système en portiques (poteaux- poutres) contreventée par des voiles en béton armé.

I.6. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

- **Les planchers** :seront constitués de corps creux,et une dalle de compression en béton arme .le role essentiel des planchers :
 - séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.
 - Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation étude les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
 - Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).
 - il assure la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature .
- **L'acrotère** :c'est un élément en béton armé.contournant le batiment,encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible,il joue le role d'un garde corps.
- **Les escaliers** :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment comporte deux cages d'escalier.la première desservant la totalité des niveaux (du RDC au dernier niveau), la deuxième desservant du rez-de-chaussée aux premier étage. Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.
- **Les balcons** :les balcons sont réalisés en dalle pliene.
- **La cage d'ascenseur** :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulé sur place.
- **Le remplissage (maçonnerie)** :

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de (15et 10) cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 15cm et10cm d'épaisseur.
- **Les revêtements** :
 - Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
 - Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
 - Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
 - Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- **Les fondations** :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

-Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.7.Règlement et normes utilisée :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93. (code de béton armé).
- Le RPA 99.V 2003.(Reglement Parasismique Algérien)
- Le BAEL 91.(Béton Armé aux Etats Limites).
- Les DTR.

I.8.Indication générales sur les règles de BAEL :

I.8.1.Etats limites :

Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou de ses éléments est strictement vérifiée .Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue .Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.8.1.1. E.L.U (état limite ultime) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage) .Son dépassement entraine la ruine ou la destruction de l'ouvrage, on trouve trois états ultimes

- Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage :c'est la Perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement).
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de la résistance soit du béton soit de l'acier.
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) :les pieces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et dévient instable.

I.8.1.2. E.L.S. (état limite de service) :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normal et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraine un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois état limites :

- Etat limite de service de compression de béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- Etat limite de service d'ouverture des fissures :il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Etat limite de service de déformation :il consiste à vérifier que les déformation sont inférieures à des déformation limites.

I.8.2.les actions et les sollicitations :

I.8.2.1. Actions :

• Définition :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanente, d'exploitation, climatique, etc....).

- Valeurs caractéristique des actions :
- **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

Le poids propre de la structure.
Cloisons, revêtement.
Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
Les déformations imposées à la structure.

Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité variable fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

les charges d'exploitations.
Les charges climatiques (neige et vent).
Les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.8.2.2. Les sollicitations :

- **Définition des sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts internes (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant, moment de torsion) et des déplacements apportés à une section ou à un élément, calculées avec les combinaisons des différentes actions.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELU :**

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

La résistance de tous les éléments de construction.
La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charges.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis à l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

La contrainte maximale de compression du béton.
La fissuration du béton.
La déformation des éléments.

I.8.3.les combinaisons d'action :

Soit :

- G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : action variable dite d'accompagnement (avec $i > 1$).

a) Les combinaisons d'action à l'ELU :

A. Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35 \times G_{max} + G_{min} + \alpha q_1 \times Q_1 + \sum 1.3 \times \Psi_{0i} \times Q_i \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article A.3.3,21)}$$

- | | | | |
|---|---------------------|---|---|
| { | $\alpha q_1 = 1.5$ | → | cas generale. |
| | $\alpha q_1 = 1.35$ | → | cas temperature ; charge routiere, batiments agricoles à faible densité d'occupation humaine. |

Ψ_{0i} = coefficient de podération des valeurs d'evaluation d'occupation.

000

- | | | | |
|---|-----------------|---|---|
| { | $\Psi_0 = 0.77$ | → | vent, neige.....BAEL 91 (article D.1.2,3) |
| | $\Psi_0 = 0.6$ | → | variation uniforme de la temperature. |

B. Situation accidentelle :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{1,i} \times Q_i + \sum \Psi_{2,i} \times Q_i$$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1,i} \times Q_i$: valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2,i} \times Q_i$: valeur quasi permanente d'une action variable.

- | | | | |
|---|-----------------|---|---------------------------------------|
| { | $\Psi_1 = 0.2$ | ⇒ | vent. |
| | $\Psi_1 = 0.15$ | ⇒ | neige pour altitude < 500m. |
| | $\Psi_1 = 0.3$ | ⇒ | neige pour altitude > 500m. |
| | $\Psi_1 = 0.5$ | ⇒ | variation uniforme de la temperature. |

- | | | | |
|---|----------------|---|--|
| { | $\Psi_2 = 0$ | ⇒ | Vent, neige pour altitude ≤ 500m, et variation de temperature. |
| | $\Psi_2 = 0.1$ | ⇒ | neige pour altitude > 500m. |

b) Combinaisons d'action à considérer à L'E.L.S:

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} \times Q_i \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article A.3.3,3)}.$$

I-10-3) Combinaisons d'action donnée par le RPA 99 :

Pour la détermination les éléments des sollicitations de calcul dans les éléments; on utilise les combinaisons suivantes :

- **Situation durable :**
 - ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
 - ELS : $G + Q$
- **Situation accidentelles :**
 - $G + Q \pm E$
 - $0.8 \times G \pm E$
 - $G + Q \pm 1.2 \times E$ → pour les structure auto-stable.

I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.9.1. Le béton :****a) Définition :**

Le béton un matériau hétérogène consiste d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), 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 formes 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 la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant le meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- 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 différents formes.

b) Les constituants du béton :**• Le ciment :**

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pate qui se solidifie en passant par un processus chimique.

• Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

- Les granulats provenant de concassage des roches.

la granulométrie entre dans la composition du béton, elle a une grande influence sur la résistance de ce dernier, on a :

- **Le sable** : généralement de diamètre $< 5\text{mm}$
- **Les matériaux pierreux** : on un diamètre entre 5 et 30 mm .
- **Les adjuvants** :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

- **L'eau**
- **Le dosage du béton** :

Pour la réalisation des ouvrages courants, le béton utilisé sera dosé à 350kg/m^3 en C.P.A 325 avec un mélange de sable, gravier et d'eau définie comme suit :

- Le sable (diamètre $< 5\text{mm}$) est dosé à 174 kg/m^3 .
- Le gravier (diamètre $< 25\text{mm}$) est dosé à 366 kg/m^3 .
- La qualité de l'eau de gâchage est de 140 kg/m^3 .

C) Les résistances caractéristique du béton :

1. Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

La résistance du béton est obtenue par un grand nombre d'essai de compression jusqu'à rupture sur les éprouvettes normalisée cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur, les résistances à la compression du béton à « j » jours d'âge sont donnée en fonction de f_{c28} par les formules suivantes :

- Si $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa (CBA 93 - A.2.1.1.1).}$$

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

- Si $j > 28$ jours

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

2. Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 12 BAEL91modifiées 99)

Conventionnellement elle est défini de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \Rightarrow \quad f_{c28} \leq 60\text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \Rightarrow f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

3. Module de déformation longitudinale du béton :

- A court terme (E_{ij}) :

d'après le BAEL91 (art.2.1.21), sous les contraintes normale d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation longitudinale de béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times \text{---}$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- A long terme (E_{vj}) :

D'après le BAEL91 (Art A.2.1.22), pour des chargements de longue durée d'application on utilise le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de langage et le retrait du béton, le module est égal :

$$E_{vj} = 3700 \text{ ---}$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 1089 \text{ MPa}$$

4. Coefficient de poisson : (Art A.2.1,3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$V = \frac{\epsilon'}{\epsilon}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V=0 \text{ pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ V=0.2 \text{ pour le calcul des sollicitations à l'ELS} \end{array} \right.$$

5. Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est fonction du module de déformation instantanée (E_{ij}), et du coefficient de poisson, donnée comme suit :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)} \text{ MPa}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson avec $\nu = \text{---}$

E : module de Young

6. Les contraintes limites du béton

a) A l'état limite ultime (ELU) :

- **Contrainte de compression à l'état limite ultime (l'ELU) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\gamma \cdot x}{\theta \cdot \gamma} \text{ [MPa]} \text{ avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

$\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

$\theta = 0.9$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est inférieure à 1 h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle.} \\ 1.5 & \text{Situation durable.} \end{cases}$$

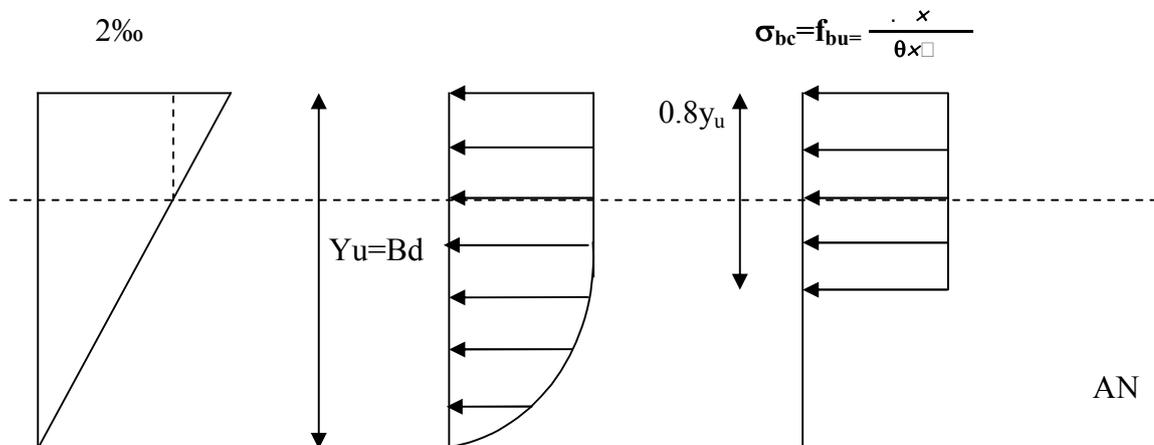


Figure 1.1: diagramme des contraintes du béton à l'ELU (compression).

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24h d'où :

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} : \text{situation durable.}$$

$$\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa} : \text{situation accidentelle.}$$

- **Diagramme contrainte-déformation :**

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée ($h=32\text{cm}$, $\Phi=16\text{cm}$) à un essai de compression.

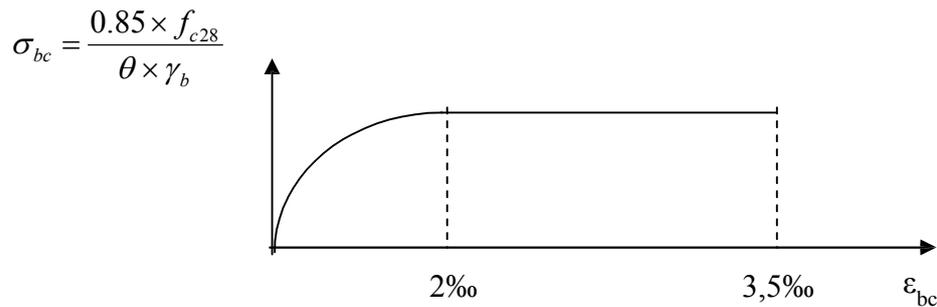


Figure1.2 : Diagramme contrainte déformation du béton L'E.L.U.

Le diagramme contrainte –déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul est nommé (parabole-rectangle).

Il comporte un arc de parabole du second degré suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations (σ_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet, de coordonnées :

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{\cdot}{\theta \cdot \square}$$

$$\text{pour } 0\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0.25 \times f_{28} \times 10^3 \times \sigma_{bc} \times (4 - 10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

$$\text{pour } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\cdot}{\theta \cdot \square}$$

ε_{bc} = raccourcissement du béton.

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{\cdot}{\square} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \Rightarrow \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{\cdot}{\square} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \Rightarrow \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

- **b)Etat limite de service :**

Dans le cas à l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par le module d'élasticité du béton.

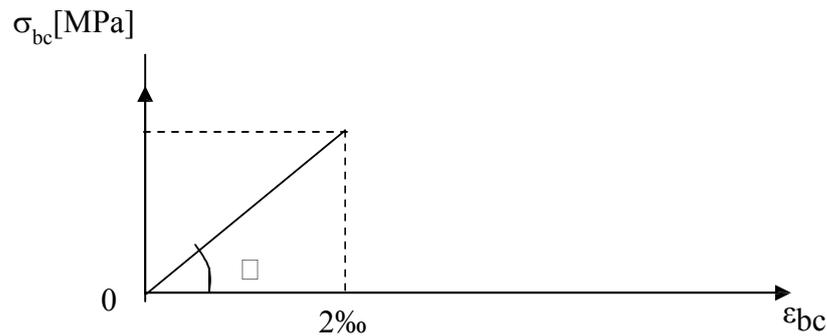


Figure 1.3 : Diagramme contrainte– déformation du béton à L'E.L.S.

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

I.9.2.Les aciers :

1.9.2.1 Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité.

L'acier est matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien qu'en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton, constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200000 \text{ MPa}$

1.9.2.2.Différents types d'aciers :

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

- **Les aciers doux** : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 215MPa ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses et les diamètres normalisée 6,8,10,12,14,16,20,25,32,40 et 50mm
- **Les aciers durs, type I** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un Allongement à la rupture de 22 %. Ce sont les aciers à haute adhérence de type I. et même diamètre que les R.L.
- **Les aciers durs, type II** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 25%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type II. et même diamètre que les R.L.
- **Les aciers fortement écrouis** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12% Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Dans le calcul des aciers, les caractéristiques qu'il faut prendre en compte sont :

F_{eg} : limite d'élasticité garantie.

η : Coefficient de fissuration.

γ_s : coefficient de scellement.

E_s : Module de déformation longitudinale.

Φ : Diamètre de l'armature

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser les 03 types d'aciers suivants :

- Haute adhérence FeE400.
- rond lisses S235
- Treillis soudés TL520 ($\Phi < 6$)

Tableau 1.1 : caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Déformation à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (Art 7.2.2 du RPA99), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500$ MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifique doit être supérieur ou égal à 5 %.

1.9.2.3. La résistance de calcul de l'acier :

a. Résistance de calcul à l'E.L.U :

d'après le BAEL91 (Art 2.2,2) la résistance de calcul de l'acier à l'état limite ultime est donnée par le diagramme contrainte (σ)-déformation (ϵ_{bc}) ci-dessous :

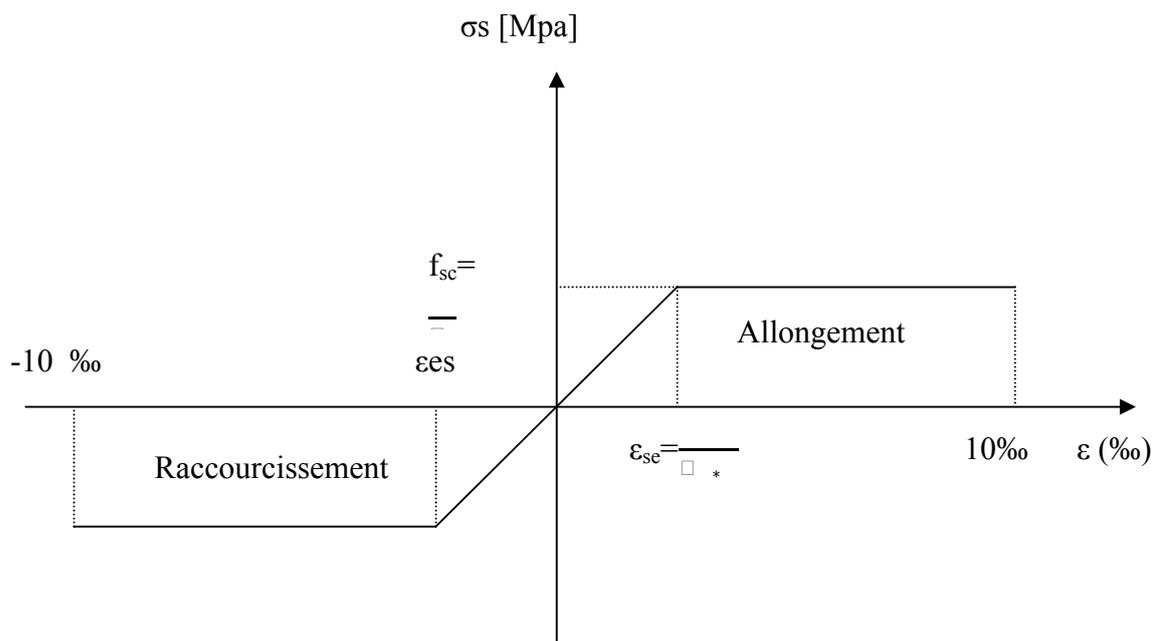


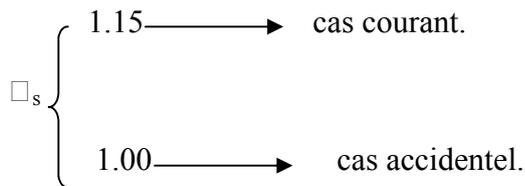
Figure 1.4: Diagramme contraintes-déformation des aciers (E.L.U).

Pour $0 \leq \epsilon_{se} \dots \dots \dots \sigma_{st} = E_s \cdot \epsilon_s$

Pour $\epsilon_{se} \leq \epsilon_{st} \leq 10\% \dots \dots \dots \sigma_{st} = f_{sc} = \frac{\dots}{\square}$

Avec :

\square_s : est le coefficient de sécurité de l'acier,



Dans notre cas on utilise l'acier FeE400 :

$\Rightarrow F_{sc} = 348 \text{ MPa}$ cas courant.

$\Rightarrow F_{sc} = 400 \text{ MPa}$ cas accidentel.

b. Résistance de calcul à l'E.L.S:

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- **Fissuration peu nuisible :(Art A.4.5,32 BAEL 91)**
Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.
- **Fissuration préjudiciable :(Art A.4.5,33 BAEL 91)**

$$\sigma_{st} \leq \min \left[f_e, 110 \times \frac{f_{tj}}{\eta} \right] \text{ MPa}$$

avec:

σ_{st} : contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

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

η : coefficient de fissuration tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \text{ pour les RL.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA de } \Phi < 6\text{mm.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA.} \end{array} \right.$$

- **Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5,34 BAEL 91)**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,5 \left[f_e, 90 \times \overline{\quad} \times \quad \right] \text{MPa}$$

1.9.2.4. Protection des armatures: (Art A.7.1. BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures contre les intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments en contact avec un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

1.9.3. Hypothèse de calcul :

Règle des trois pivots :

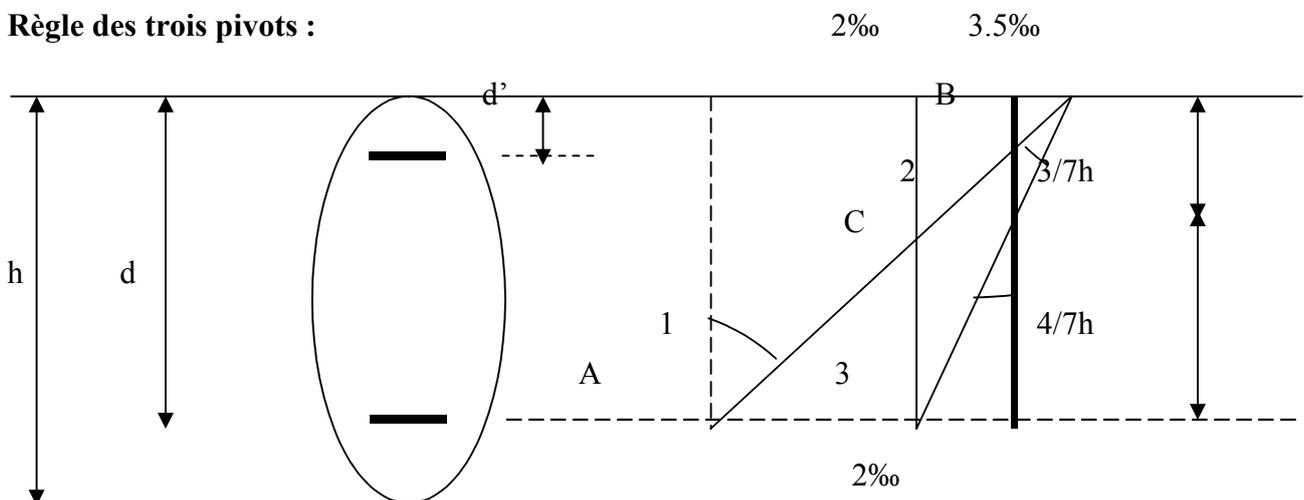


Figure 1.4 Diagramme des déformations limites (ELU)

Le diagramme passe par :

pivot A si $y \leq 0.2596 \times d$

- Le pivot A si $y \leq 0.2596 \times d$
- Le pivot B si $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- Le pivot C si $y \geq h$

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C par la figure ci-dessus. On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état –limite ultime est définis par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion composée.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II. LES PLANCHERS :

II.1. DEFINITIONS :

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

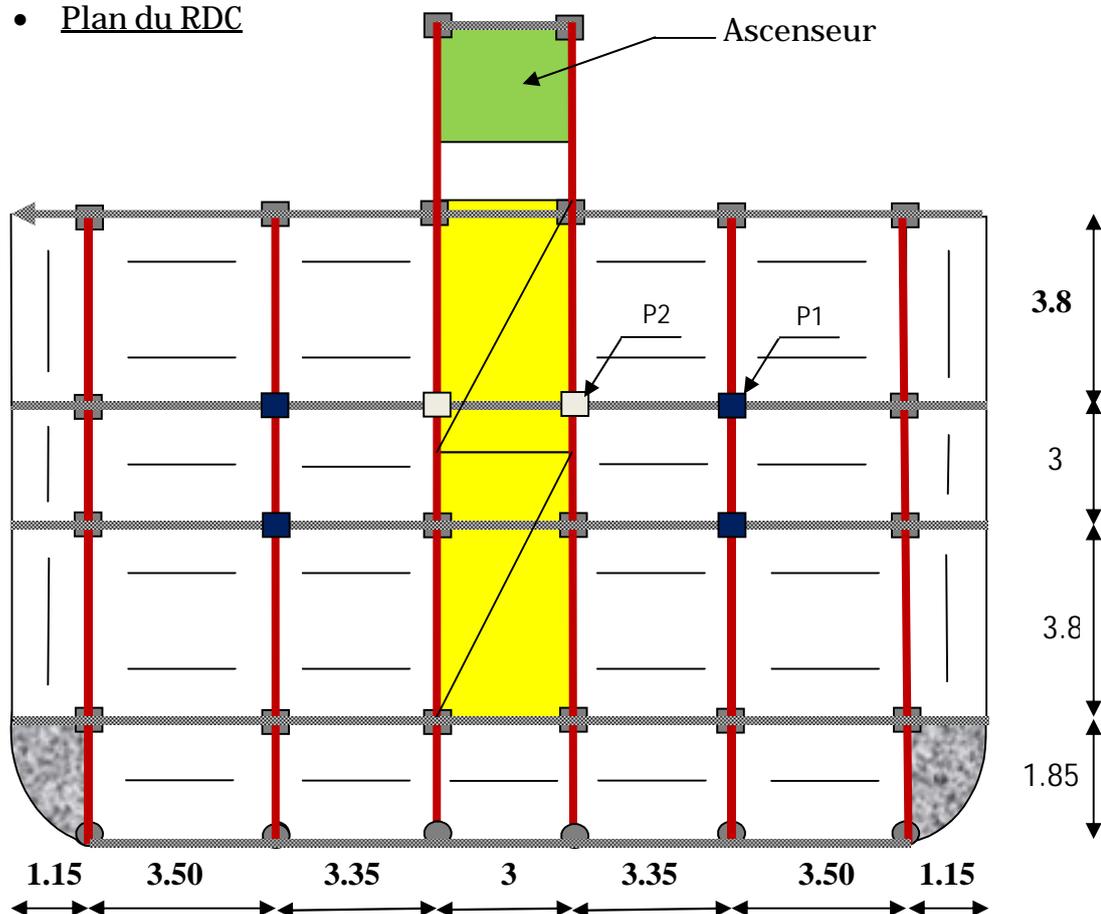
- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
 - Les charges permanentes (cloisons, revêtements de sol, chauffage par le sol, dalle flottante...).
- Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Suivant le niveau de plancher dans la construction, il devra être soit isolé thermiquement (VS ou Haut de sous-sol), soit non isolé (plancher intermédiaire entre 2 niveaux chauffés).

Dans notre projet on trouve :

- plancher a corps creux ; composé de poutrelles, dalles de compression et de corps creux (hourdis)
- plancher a dalles pleine.

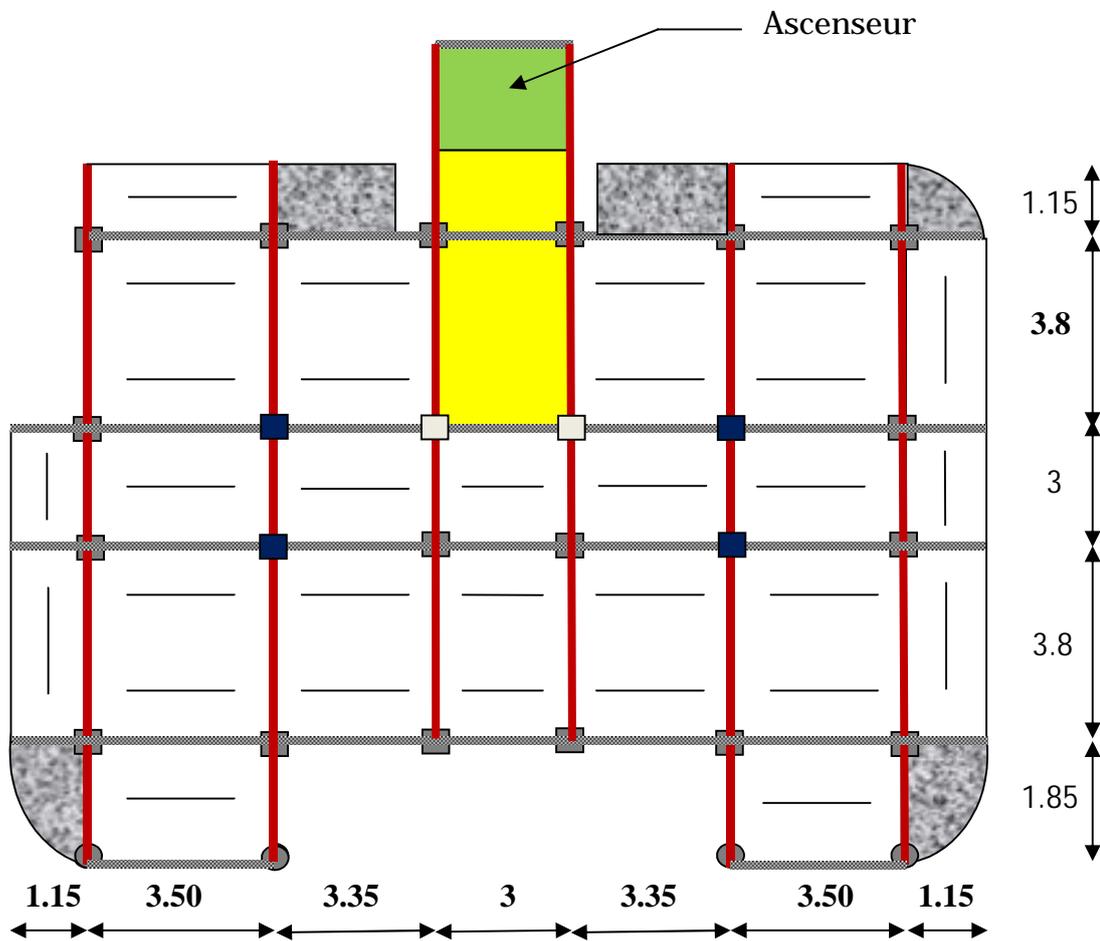
• Plan du RDC



- Plancher à corps creux
- Dalle pleine
- Cage d'escalier
- Sens de disposition des poutrelles

Figure .II.1: vue en plan du plancher du plan RDC (corps creux- dalle pleine)

• Plan du 1^{er} Etage (service) et Etage courant



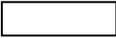
-  Plancher à corps creux
-  Dalle pleine
-  Cage d'escalier
-  Sens de disposition des poutrelles

Figure .II.2: vue en plan du plancher du plan du 1 :7 Etage (corps creux- dalle pleine)

- Plan du dernière Etage (toiture)

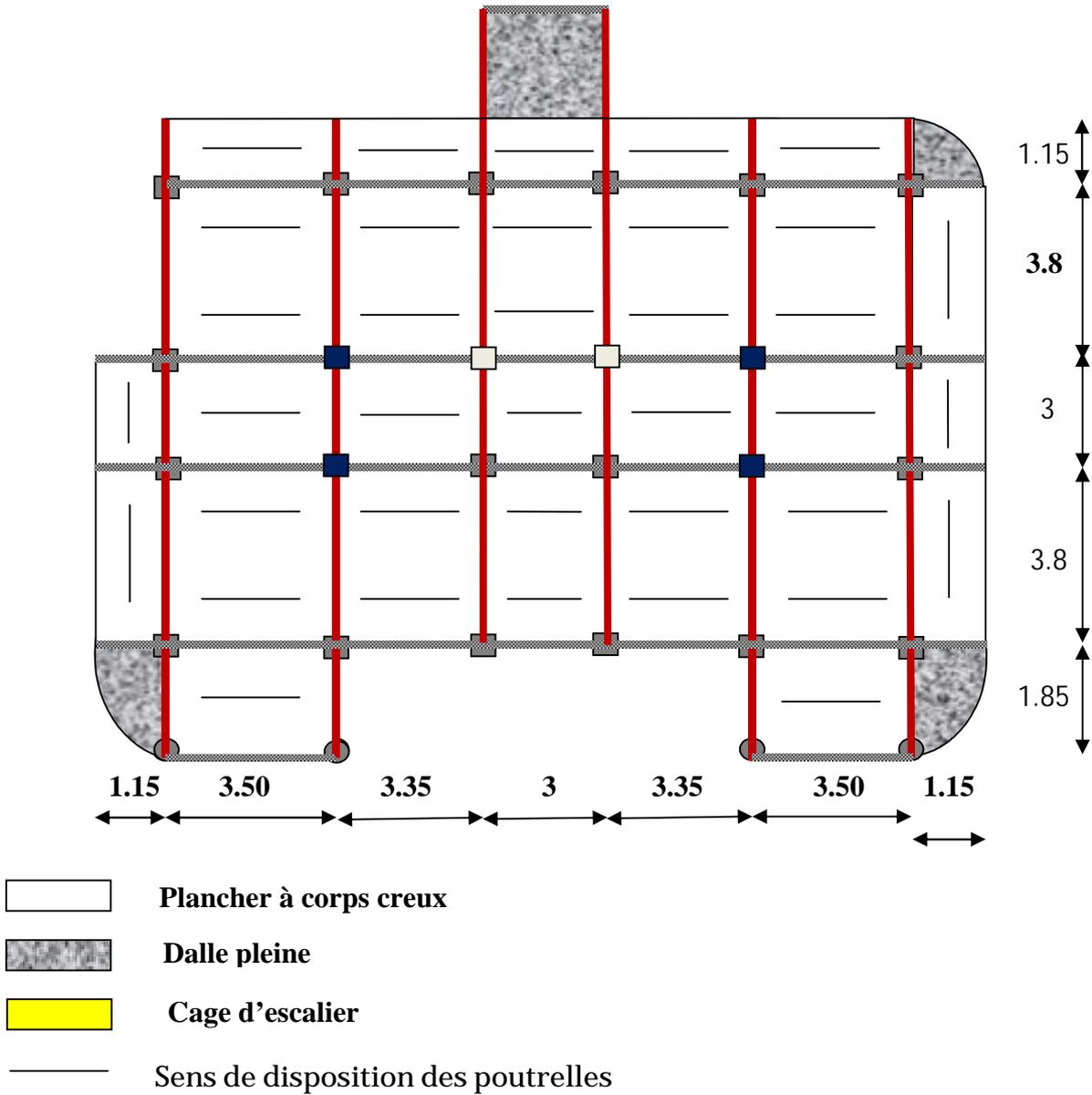


Figure .II.3: vue en plan du plancher du plan de la toiture (corps creux- dalle pleine)

II.1.1. PLANCHER A CORPS CREUX :

Le plancher à corps creux est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelles, de l'hourdis et de dalle de compression.

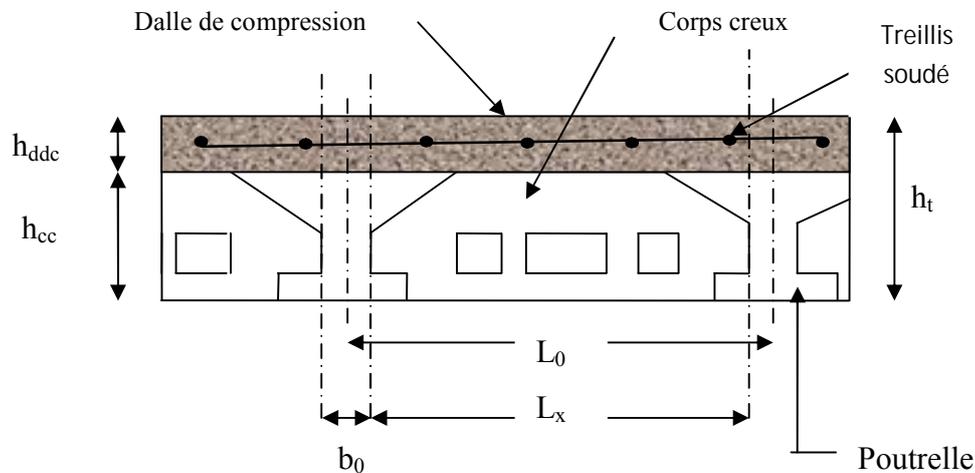


Figure II.4 : coupe transversal sur un plancher à corps creux

Avec :

- $h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.
- h_{ddc} : hauteur de la dalle de compression.
- h_{cc} : hauteur de l'hourdis (corps creux).
- b_0 : largeur de la nervure.
- b : distance entre axe des poutrelles.

La hauteur totale du plancher h_t est conditionnée par le critère de flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{CBA 93 art : 6.8.4.2.4})$$

Avec : L : distance maximal entre nue d'appuis de deux poutres (selon la disposition des poutrelles).

$$L = 3.50 - 0.3 = 3.20 \text{ m} \quad (\text{Fig2.1})$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{320}{22.5} = 14.22 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux 24 cm

- Hauteur du corps creux : $h_{cc} = 16 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle de compression : $h_{ddc} = 4 \text{ cm}$

II.1.1.1. LES POUTRELLES :

Petite poutre préfabriquée en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

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 le critère du plus petite portée (**FigII.2**)

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

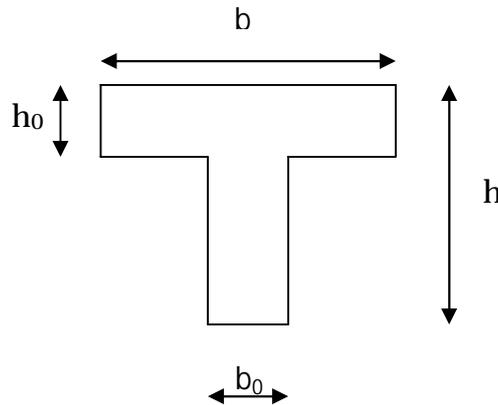


Figure. II.5. COUPE TRANSVERSAL D'UNE POUTRELLE

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

Avec:

L_x = distance entre nus deux éléments calculés

Dans ce cas $L_x = L_0 - b_0$

$$b_0 = 8\text{cm} \Rightarrow 12\text{cm}$$

$$\Rightarrow b_0 = 10\text{cm}$$

$L_x = 50\text{cm}$: distance entre nus de poutrelles. (Figure II.1)

$L_y = 320$: distance entre nus d'appuis des poutrelles. (Figure II.2)

après calcul, on trouve : $b = 65\text{ cm}$.

II.1.2. Les Dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a) Critère de résistance :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur 4 appuis avec } \rho < 0.4.$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4.$$

b) Critère de coupe feu :

$$e \geq 7\text{cm} \quad \text{pour 1 h de coupe-feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour 2 h de coupe-feu.}$$

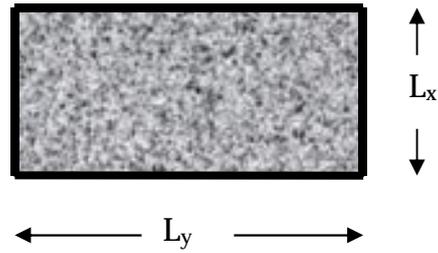


Figure .II.6: Exemple d'un panneau de dalle sur 4 appuis

II.1.2.1. Les dalles pleines de notre projet:

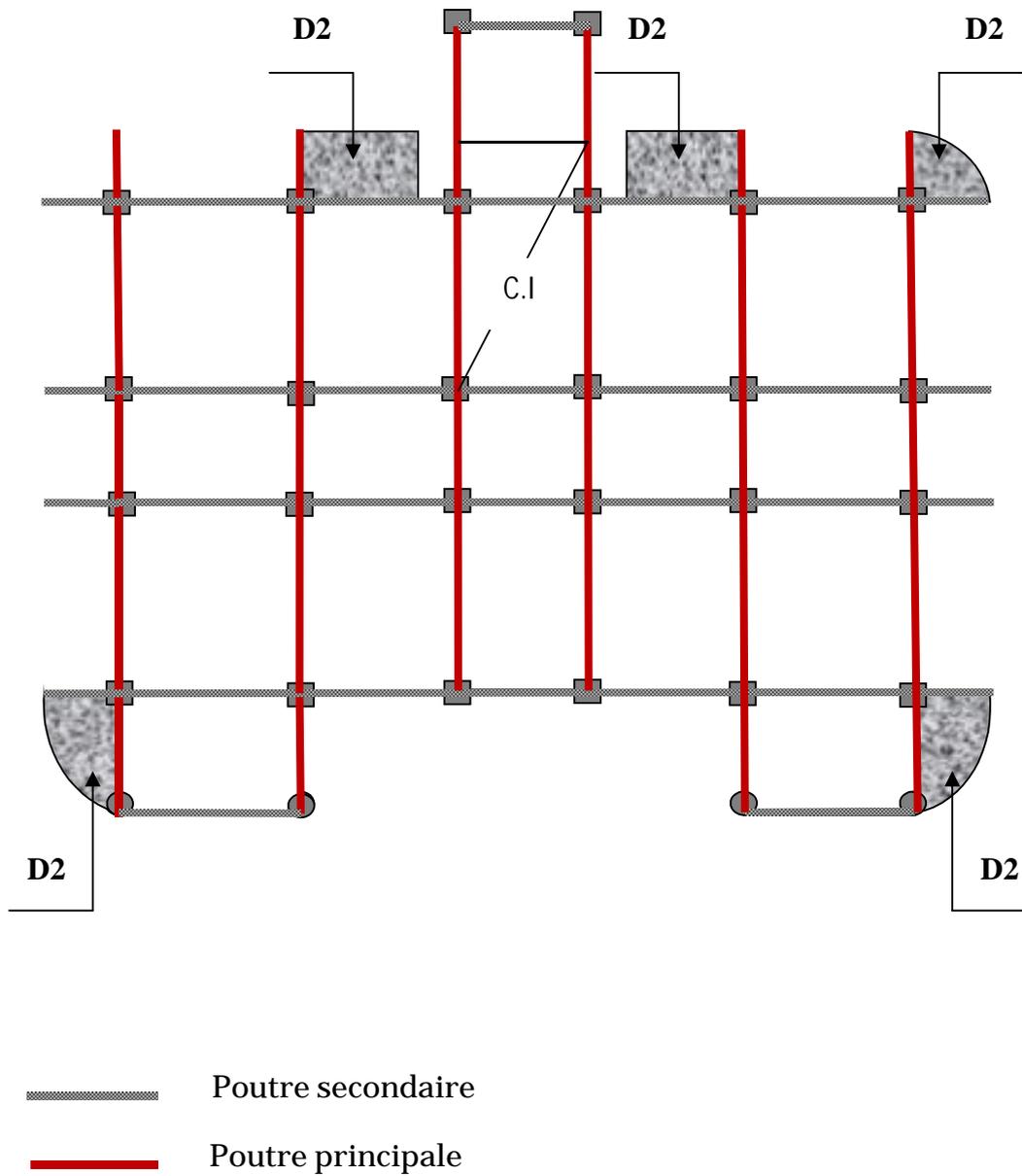


Figure .II.7 : Les différents types de panneaux de la dalle pleine

- **Panneau sur 02 appuis (D₁) :**

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

$$e \geq \frac{135}{20} \longrightarrow e \geq 6.75 \text{ cm}$$

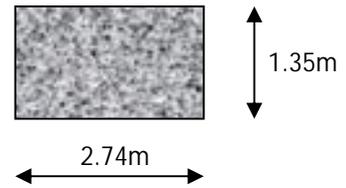


Figure II.8. Panneau D₁

Donc c'est la condition de coupe feu qui

est la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

- **Panneau sur 02 appuis (D₂) :**

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

$$\frac{115}{45} \leq e \leq \frac{115}{40} \longrightarrow 2.55 \leq 2.875$$

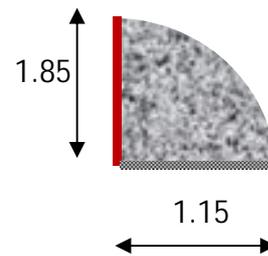


Figure II.9. : Panneau D₂

Donc c'est la condition de coupe feu qui

est la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2. Les poutres :

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes :

- Hauteur : $\frac{L}{12} \leq ht \leq \frac{L}{8} \dots \dots \dots (2.1)$

- Largeur : $0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht \dots \dots \dots (2.2)$

L : la portée maximum entre nus d'appuis de la travée considérée

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le RPA 99 liées à la zone IIa telles que :

$$\left. \begin{array}{l} B \geq 20 \text{ cm} \\ ht \geq 30 \text{ cm} \\ ht / b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 ht + b_1 \end{array} \right\} \dots \dots \dots (2.3)$$

Avec : $b_1 = 30 \text{ cm}$

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- : poutres principales (ou porteuses)
- : poutres secondaires (ou de chaînage)

II.2.1 Poutres Principales :

Sachant que $L = 380-30=360\text{cm}$, il vient :

$$\frac{L}{24} \leq ht \leq \frac{L}{36} \Rightarrow 24 \leq ht \leq 36$$

On prend par mesure de sécurité

On prend **ht = 40cm**

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 ht = 16 \text{ cm}$$

$$0,7 ht = 28 \text{ cm}$$

On prend par mesure de sécurité **b = 30cm.**

•Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismique IIa) :

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	}	conditions vérifiées.
$ht = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$		
$ht / b = 40 / 30 = 1,33 \leq 4$		
$b_{max} = 25 \text{ cm} \leq 1,5 ht + b_1 = 90 \text{ cm}$		

II.2.2. Poutres Secondaires :

Sachant que $L = 350-30=320 \text{ cm}$, il vient :

$$\frac{L}{24} \leq ht \leq \frac{L}{32} \Rightarrow 21,33 \leq ht \leq 32$$

on prend **ht = 35cm**

La largeur b sera donc :

$0,4 ht = 14\text{cm}$	}	$12 \leq b \leq 21$
$0,7 ht = 24,5\text{cm}$		

On prend par mesure de sécurité **b = 30cm**

•Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismique IIa) :

$$\begin{array}{l}
 b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\
 ht = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\
 ht / b = 35 / 30 = 1,16 \leq 4 \\
 b_{max} = 30 \text{ cm} \leq 1,5 ht + b_1 = 82,5 \text{ cm}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} b \\ ht \\ ht/b \\ b_{max} \end{array}} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

Les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales (30x 40) cm².
- poutres secondaires (30 x 35) cm².

II.4.Les Voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales.

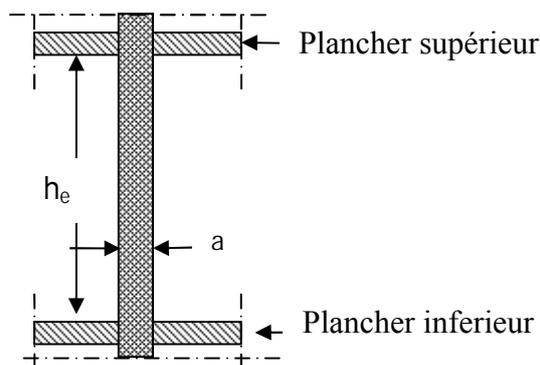


Figure II.10: coupe verticale d'un voile

Ils sont dimensionnés d'après la condition du **RPA 99 (art 7.7.1)** qui stipule :

$$a \geq \max (\text{---} , 15 \text{ cm})$$

$$- L \geq 4 * e$$

•Pour le RDC : h= 408cm

$$he = h - \text{épaisseur de la dalle}$$

$$he = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$e \geq \text{---} = \text{---} = 19,4$$

•Pour l'étage courant : h=306 cm

$$he = h - \text{épaisseur de la dalle}$$

$$he = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq he / e_p = 286 / 20 = 14,3$$

On adopte une épaisseur : **e= 20cm** pour l'étage courant et le rez-de-chaussée.

II.5. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure est munie de deux cages d'escalier :

- a) La première desservant la totalité des niveaux (du RDC jusqu'au dernier niveau)
- b) La deuxième reliant le RDC au premier niveau (étage de service)

Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

-Escalier du RDC au premier niveau : comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.

-Escaliers d'autres niveaux : sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

➤ **Présentation schématique :**

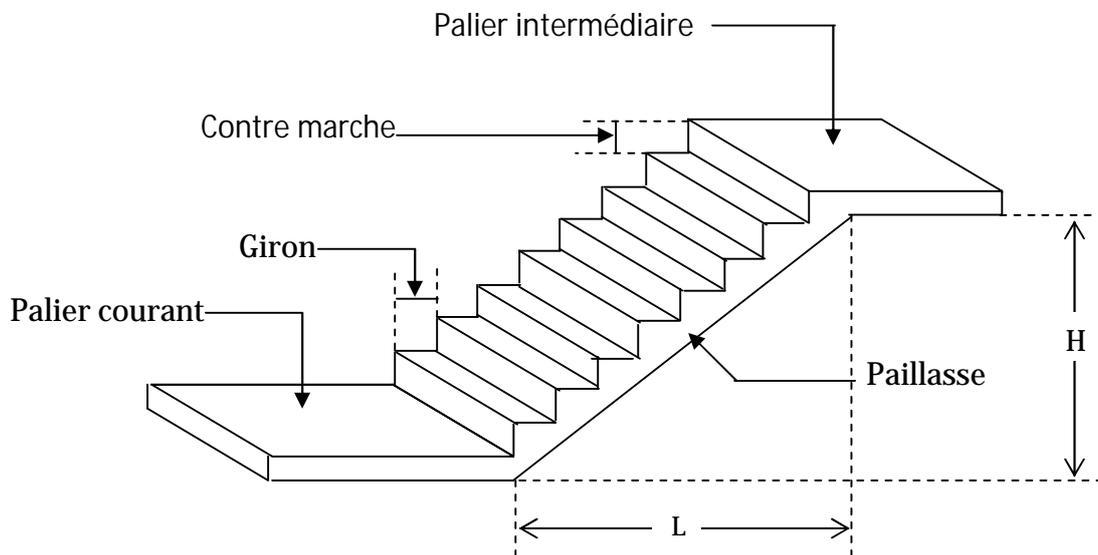


Figure. II.11 : vue d'escalier en trois

Notations utilisées

- g : giron
- h : hauteur de la contre marche
- e_p : épaisseur de la paillasse
- H : hauteur de la volée
- L : longueur de la volée projetée

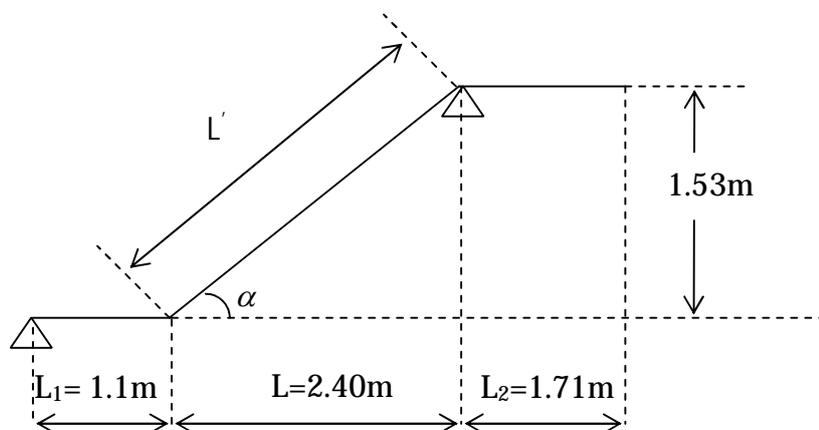


Figure. II.12 : schéma statique

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- L'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale ($20 \Rightarrow 40\%$).
- la hauteur **h** des contremarches se situe entre 14 et 18 cm .
- la largeur **g** se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

$$60 \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} h = H/n \\ g = L/(n - 1) \end{cases}$$

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

Généralement $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$.

- Si on pose $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm} \Rightarrow 2h+g=64\text{cm}$, on remplace h et g par leur fonction de n ,on aboutira : $64n^2 - (64+2H+L)n + 2H = 0$

On opte **18** contre marche soit **9** contres marches pour chaque volée

Nombre de marches: $n - 1 = 8$

Nombre de contres marches: $n = 9$

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$

Le giron: $g = L / n-1 = 240 / 8 = 30\text{cm}$

Vérification de la loi de BLONDEL

$$60 \leq 2h + g \leq 65$$

$$60 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 65 \Rightarrow c'est vérifiée$$

Dimensionnement de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\text{cos } \alpha} = \frac{240}{\text{cos } 32,52} = 284,63 \text{ cm}$$

- Longueur de la paillasse :

$$L_0 = L_1 + L' + L_2 = 110 + 284.63 + 171 = 565,63\text{cm}$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{565.63}{30} \leq e_p \leq \frac{565.63}{20} \Rightarrow 18.85 \leq e_p \leq 28.28$$

On opte pour une épaisseur **ep=20cm**.

II-6) Descente de charge :

II-6-1) Détermination des charges et surcharges :

Afin de pré dimensionner les éléments (planchers, poteaux) on doit d’abord déterminer le chargement.

II.6.1.1. Les charges permanentes :

a) **plancher terrasse (inaccessible) :**

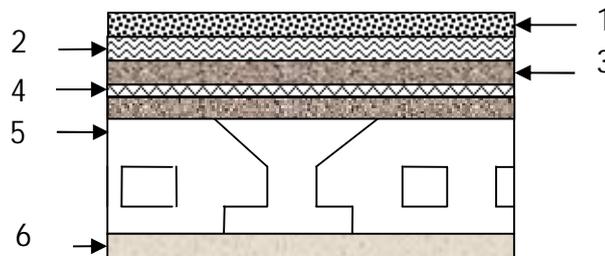


Fig. II.13 : Coupe transversale dans le plancher terrasse

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente **G_{pt}** du plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Couche de gravillon	5	20,00	1
2	Etanchéité multiple	2	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton	10	20,00	2
4	Feuille de polyane	/	2	0,02
5	Dalle en corps creux	(16+4)	14,00	2,8
6	Enduit de plâtre	2	10,00	0,2
Charge permanente totale				G=6,14
Charge d’exploitation				Q=1

b) plancher Etage courant et RDC :

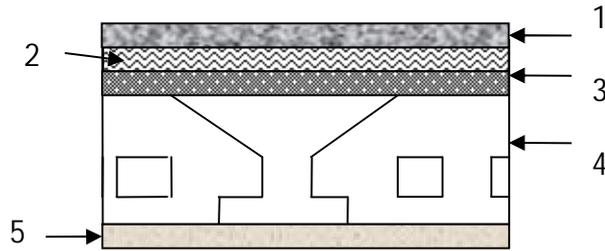


Figure. II.14 : Coupe transversale dans le plancher étage

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente G de l'étage courant :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Carrelage et Mortier de pose	5	18	0.9
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2,8
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
	Cloisons légères	/	/	1
Charge permanente totale				G=5,26
Surcharge d'exploitation				Q=1.5

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente G du plancher RDC

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Revêtement en carrelage	5	18	0,9
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2,8
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
	Cloisons légères	/	/	1
Charge permanente totale				G _c = 5,26
Surcharge d'exploitation				Q= 2.5

C) plancher à dalle pleine

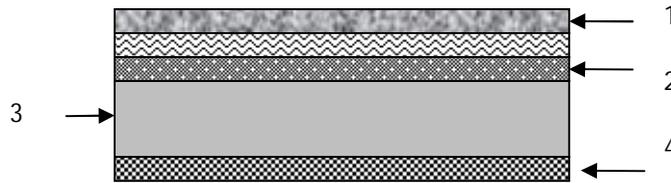


Figure. II.15 : Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine

Tableau II.4 .évaluation des charges du balcon

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Carrelage et Mortier de pose	5	18	0.9
2	Lit de sable	2	18	0.36
3	Dalle pleine	15	25	3.75
4	Enduit en ciment	2	18	0.36
	Cloisons légères réparties	10	09	1
Charge permanente totale				G= 6.37
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5

c)Maçonnerie :

c-1) Mur extérieur :

Tableau II.5 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur).

N°	Désignation	Epaisseur(cm)	Poids volumique[KN / m ³]	Charges[KN / m ²]
1	Mortier de ciment	2	18	0,36
2	Brique creuse	15	9	1.35
3	Lame d'air	5	/	/
4	Brique creuse	10	9	0.9
5	Enduit platre	2	10	0,2
				G= 2.81

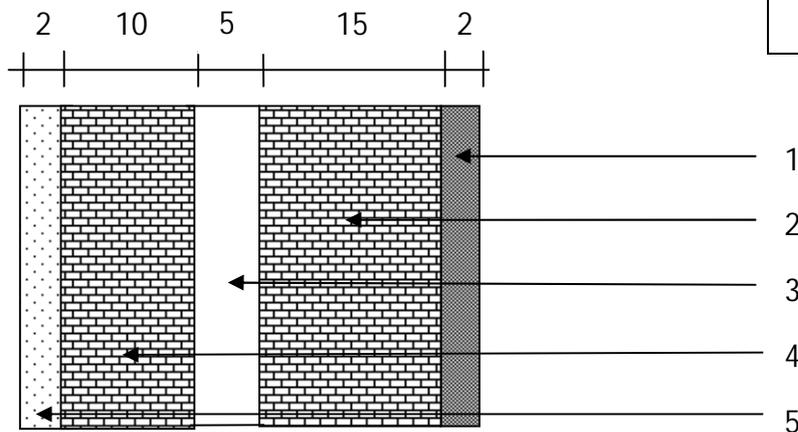


Figure.2.16. Coupe verticale d'un mur extérieur

c-2) Mur intérieur :

Tableau II.6 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Enduit de plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Enduit de plâtre	2	10	0,2
				G=1,3

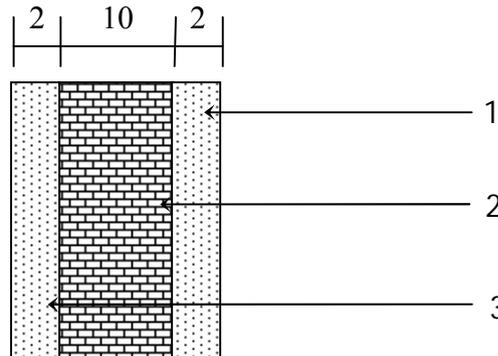


Figure.2.17: Coupe verticale d'un mur intérieur

d) II.7.L'acrotère:

L'acrotère est l'élément structural contournant le plancher terrasse, Il est assimilé à une console encastrée (système isostatique). La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal **NG** et une charge d'exploitation non pondérée estimée à **1 KN/ml** provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique **Fp**.

H = 60 cm

$$G = S \times \rho \text{ avec } \rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$S = (0.60 \times 0.15) + (0.10 \times 0.03)/2 + (0.10 \times 0.07)$$

$$S = 0.0985 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \rho = 0.0985 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 2.4375 \text{ kn/ml}$$

$$G = 2.4625 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}$$

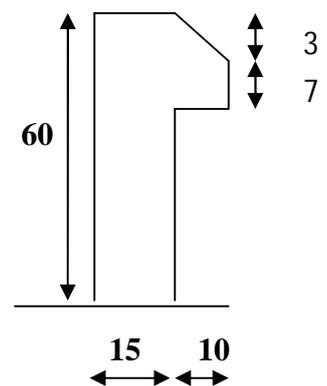


Figure.2.18 : Coupe verticale de l'acrotère

e) Les escaliers :

- La volée :

Tableau II.7 : Valeur de la charge permanente de la volée.

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids en KN/m ²
Poids propre des marches	17	$\frac{17 \cdot 18}{100} = 2.125$
Poids propre de la paillasse	20	$\frac{20 \cdot 18}{100} = 5.93$
Carrelage et Mortier de pose	5	$18 \cdot 0.05 = 0.9$
Couche de sable	2	$18 \cdot 0.02 = 0.36$
Garde corps	/	1
Enduit ciment	2	$18 \cdot 0.02 = 0.36$
Charge permanente totale		G=10.675
Surcharge d'exploitation		Q=2.5

- Le palier :

Tableau II.8 : Valeur de la charge permanente du palier.

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Carrelage et Mortier de pose	5	18	0.9
2	Poids propre du palier	20	25	5
3	Enduit ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale				G=6.26
Surcharge d'exploitation				Q=2.5

II.8. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU et des exigences du RPA99. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique (IIa):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b , h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b , h)} \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \nu < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Tableau II.9. dimensions des poteaux supposées

Etage	1 ^{ème} Etage RDC	2 ^{ème} Etage 3 ^{ème} Etage	4 ^{ème} Etage 5 ^{ème} Etage	6 ^{ème} Etage 7 ^{ème} Etage	8 ^{ème} Etage
S (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40

Pour les poteaux circulaires on les dimensionne selon l'article 7.4.1 du RPA99 version 2003 « pour conférer une meilleure résistance aux poteaux circulaires, il est recommandé de leur donner une section comparable à celle des poteaux centraux »

-Pour le RDC et 1^{er} étage :

$$60 \times 60 = \text{---} \Rightarrow D = \frac{\text{---}}{*} = 67 \text{cm}$$

On va opter des poteaux de diamètre 65cm

-Pour le 2^{ème} étage et 3^{ème} étage :

$$D = 65 \text{cm}$$

-Pour le 4^{ème} étage et 5^{ème} étage :

$$D = 55 \text{cm}$$

-Pour le 6^{ème} étage et 7^{ème} étage :

$$D = 55 \text{cm}$$

-Pour le 8^{ème} étage :

$$D = 45 \text{cm}$$

➤ **La descente des charges :**

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

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

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usage d'habitation.

➤ **Loi de dégression de charges :**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par les locaux

industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est 05, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

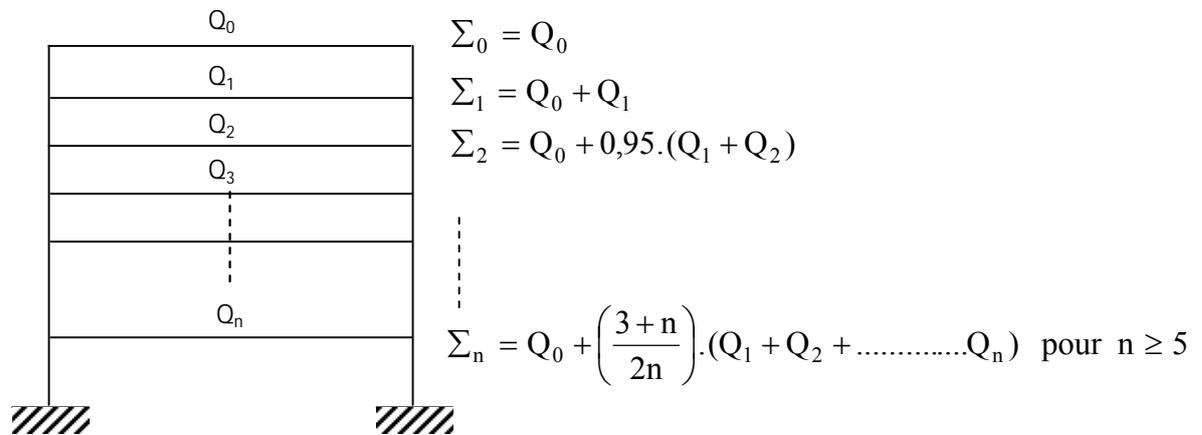


Figure II.19. Schéma statique de la décente de charge.

II.8.1) Charges et surcharges revenant au poteau P1 :

a) Surface d'influence :

Elle est représentée dans la figure II.2 ci-dessous, elle est calculée comme suit :

$$S = (1,525 \times 1,75) + (1,60 \times 1,75) + (1,525 \times 1,35) + (1,6 \times 1,35)$$

S=9,69 m²

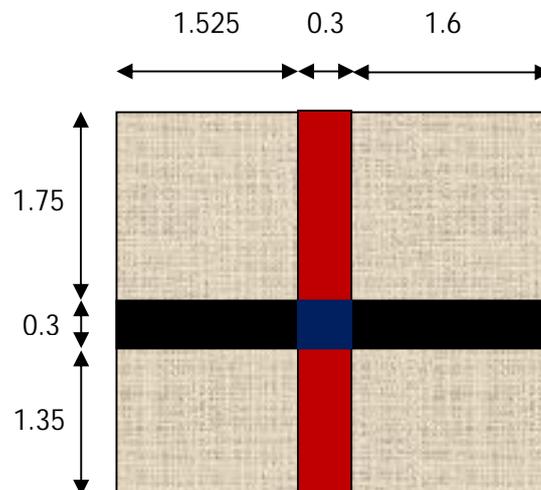


Figure II.20: Surface d'influence du poteau P1.

➤ **Poids des éléments porteurs**

a) **poteau :**

Tableau 2.10 : Poids des éléments porteurs

Etage	RDC 1 ^{eme} Etage	2 ^{eme} Etage 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} Etage 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} Etage 7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} Etage
S (cm) ²	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
G (KN)	36.72	23.14	19.125	15.5	12.24

b) **poutres :**

$$G_{pp} = [(1.525+1,6) \times 0.4 \times 0.30] \times 25 = 9.375 \text{ KN} \quad (\text{poutre principale})$$

$$G_{ps} = [(1.75+1.35) \times 0.35 \times 0.3] \times 25 = 8.1375 \text{ KN} \quad (\text{poutre secondaire})$$

$$G_p = 9.375 + 8.1375 = \mathbf{17.5125 \text{ KN}}$$

Tableau 2.11 : descente de charges (poteau P₁)

Niveau	Elément	Poids	Surcharges
N0	-plancher terrasse inaccessible	59.4966	9.69
	-poutres	17,5125	
	-poteau	12.24	
	Total	89.2491	
N1	-N0	89.2491	9.69
	-plancher étage courant	50.0973	
	-poutres	17.5125	
	-poteau	15.5	
Total	172.3589	24.2250	
N2	-N1	172.3589	24.2250
	-plancher étage courant	50.0973	
	-poutres	17.5125	
	-poteau	15.5	
Total	255.4687	37.3065	
N3	-N2	255.4687	37.3065
	-plancher étage courant	50.0973	
	-poutres	17.5125	
	-poteau	19.125	
Total	342.2035	48.9345	
N4	-N3	342.2035	48.9345
	-plancher étage courant	50.0973	
	-poutres	17.5125	
	-poteau	19.125	
Total	428.9383	56.2020	
N5	-N4	428.9383	56.2020
	-plancher étage courant	50.0973	
	-poutres	17.5125	
	-poteau	23.14	
Total	519.6881	64.1962	

N6	-N5	519.6881	64.1962
	-plancher étage courant	50.0973	8.43
	-poutres	17.5125	
	-poteau	23.14	
Total		610.4379	71.9829
N7	-N6	610.4379	71.9829
	-plancher étage courant	50.0973	8.43
	-poutres	17.5125	
	-poteau	36.72	
Total		714.7677	79.6397
N8	-N7	714.7677	79.6397
	-plancher étage de service	50.0973	24.225
	-poutres	17.5125	
	-poteau	36.72	
Total		819.0975	93.6700
Total		819.0975	107.3168

$$NU = 1.35 \times 819.0975 + 1.5 \times 107.3168 = 1266.76 \text{ KN}$$

II.8.2) Charges et surcharges revenant au poteau P2

a) Surface d'influence :

Elle est représentée dans la figure II.2 ci-dessous, elle est calculée comme suit :

$$S = (1,525 \times 1,75) + (1,35 \times 1,35) + (1,525 \times 1,35)$$

$$S = 6,55 \text{ m}^2$$

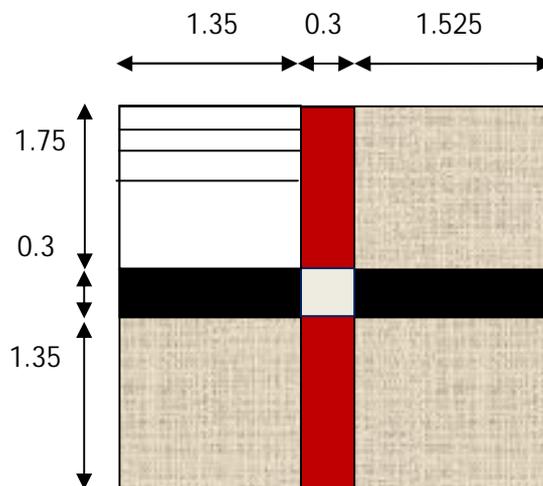


Figure II.21: Surface d'influence du poteau P2.

Tableau II.12: descente de charges (poteau P₂)

Niveau	Elément	Poids	Surcharges
N0	-plancher terrasse inaccessible	40.217 17.5125	6.55
	-poutres -poteau	12.24	
	Total	69.9695	6.55
N1	-N0	69.9695	6.55
	-plancher étage courant	34.453	9.825
	-poutres	17.5125	
	-poteau -escalier	15.5 40.0089	5.90625
	Total	177.4439	22.2813
N2	-N1	177.4439	22.2813
	-plancher étage courant	34.453	9.825
	-poutres	17.5125	
	-poteau -escalier	15.5 40.0089	5,90625
	Total	284.9183	36.4394
N3	-N2	284.9183	36.4394
	-plancher étage courant	34.453	9.825
	-poutres	17.5125	
	-poteau -escalier	19.125 40.0089	5.90625
	Total	396.0177	49.0244
N4	-N3	396.0177	49.0244
	-plancher étage courant	34.453	9.825
	-poutres	17.5125	
	-poteau -escalier	19.125 40.0089	5,90625
	Total	507.1171	56.8900
N5	-N4	507.1171	56.8900
	-plancher étage courant	34.453	9.825
	-poutres	17.5125	
	-poteau -escalier	23.14 40.0089	5.90625
	Total	622.23	65.5422
N6	-N5	622.23	65.5422
	-plancher étage courant	34.453	9.825
	-poutres	17.5125	
	-poteau -escalier	23.14 40.0089	5.90625
	Total	737.3459	73.9696
N7	-N6	737.3459	73.9696
	-plancher étage courant	34.453	9.825
	-poutres	17.5125	
	-poteau -escalier	36.72 40.0089	5.90625

	Total	866.0403	82.2566
N8	-N7	866.0403	82.2566
	-plancher étage de service	34.453	16.375
	-poutres	17.5125	
	-poteau	36.72	
	-escalier	40.0089	5.90625
	Total	994.7334	94.8167
	Total	994.7334	110.0544

$$N_u = 1.35 \times 994.7334 + 1.5 \times 110.0544 = \mathbf{1507.97\text{KN}}$$

Le poteau (P2) qui est le plus défavorable avec : **NU=1507.97KN**

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Donc **$N_u = 1.1 \times 1507.97 = 1658.767\text{KN}$**

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

➤ **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2\text{Mpa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} = \frac{1658.76}{14.2 \times 10^3} = 0.1168\text{m}^2$$

A la base $B = 0.6 \times 0.6 = 0.36\text{ m}^2$ c'est vérifiée.

Tableau .II.13 résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (P2)

Niveau	Nu	Section	Condition $B > B_{\text{calculé}}$		Observation
			B (m^2)	$B_{\text{calculé}}$ (m^2)	
N0	104.28	40×40	0.16	0.0073	Vérifier
N1	272.97	45×45	0.2025	0.01922	Vérifier
N2	439.2988	45×45	0.2025	0.0309	Vérifier
N3	608.16	50×50	0.25	0.0428	Vérifier
N4	769.94	50×50	0.25	0.05422	Vérifier
N5	938.325	55×55	0.3025	0.066	Vérifier
N6	1106.37	55×55	0.3025	0.0779	Vérifier
N7	1292.54	60×60	0.36	0.0910	Vérifier
N8	1658.767	60×60	0.36	0.117	Vérifier

➤ **Vérification au flambement :**

On doit vérifier que :

$$N_{ul} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Br : section réduite de poteau : $Br = (b - 2) \times (h - 2)$

As : section des armatures calculées.

α : coefficient en fonction de l'élanement λ tel que :

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \frac{50}{\lambda} \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right\}$$

lf : longueur de flambement : $lf = (0.7 \times l_0)$

i : rayon de giration défini par: $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

λ est définie comme suite: $\lambda = \frac{L_f}{i}$

I: moment d'inertie: $I = \frac{h \times b^3}{12}$

L_0 : longueur du poteau : $L_0 = 3.06$

$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$

$B = 0.6 \times 0.6 = 0.36 \text{ m}^2.$

$I = \frac{60^4}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$

$i = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17.32 \text{ cm}^4$

$\lambda = \frac{214.2}{17.32} = 12.38$

$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.38}{35}\right)^2} = 0.83$

D'après le BAEL 91/modifié 99 : pour diminuer Br on admet que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On doit vérifier que : $B_{r\min} = \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{1658.767}{0.83 \left[\frac{25000}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.11$

$B_{r\min} = 0.111 \text{ m}^2$

Or: $Br = (0.6 - 0.02) \times (0.6 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2 > 0.111 \text{ m}^2$.

Donc, le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.14.résumé Vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau(P2)

Niveau	Nu	Section	Condition B > B _{calculé}		Observation
			Br (m ²)	B _{r min} (m ²)	
N0	104.28	40x40	0.1444	0.0070	Vérifier
N1	272.97	45x45	0.1849	0.0183	Vérifier
N2	439.2988	45x45	0.1849	0.0295	Vérifier
N3	608.16	50x50	0.2304	0.0408	Vérifier
N4	769.94	50x50	0.2304	0.0517	Vérifier
N5	938.325	55x55	0.2809	0.0629	Vérifier
N6	1106.37	55x55	0.2809	0.0742	Vérifier
N7	1292.54	60x60	0.3364	0.0867	Vérifier
N8	1658.767	60x60	0.3364	0.1113	Vérifier

➤ **Condition de RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ \min(b, h) \geq \frac{he}{20} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ \frac{L}{4} < \frac{b}{h} < 4 \dots\dots\dots \text{vérifié.} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher ht=20cm soit un plancher de (16+4) cm
- Section des poutres principales (30x40) cm²
- Section des poutres secondaires (30x35) cm²
- Section des poteaux carrés :
 - RDC et 1^{er} étage poteaux (60x60) cm².
 - 2^{eme} étage et 3^{eme} étage poteaux (55x55) cm².
 - 4^{eme} étage et 5^{eme} étage poteaux (50x50) cm².

-
- 6^{ème} étage et 7^{ème} étage poteaux (45×45) cm².
 - 8^{ème} étage poteaux (40×40) cm².
 - Section des poteaux circulaires :
 - RDC et 1^{er} étage D=65 cm.
 - 2^{ème} étage et 3^{ème} étage D=65cm
 - 4^{ème} étage et 5^{ème} étage D=55cm
 - 6^{ème} étage et 7^{ème} étage D=55cm
 - 8^{ème} étage D=45cm
 - Epaisseur des voiles e=20cm
 - Epaisseur des dalle pleine e=15cm
 - Escalier
 - Volées e=20 cm
 - Le paillasse e=20cm
 - Marche (17x30)

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction:

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL91 modifié 99.

III.1. Calcul de l'acrotère:

C'est un élément secondaire en béton armé, qui a pour rôle de sécuriser totalement la terrasse et d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le planche, soumise à son poids propre (G), à une force latérale (Fp) due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

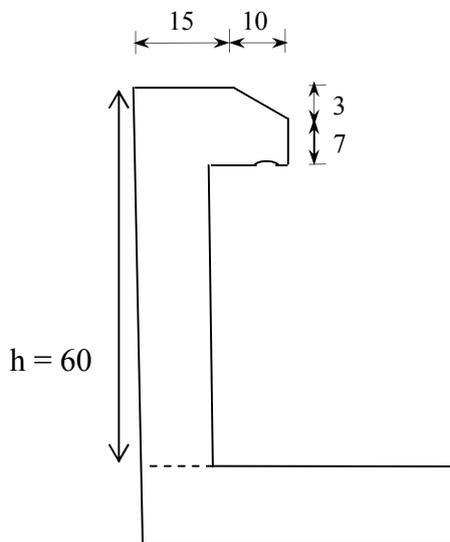


Figure III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère

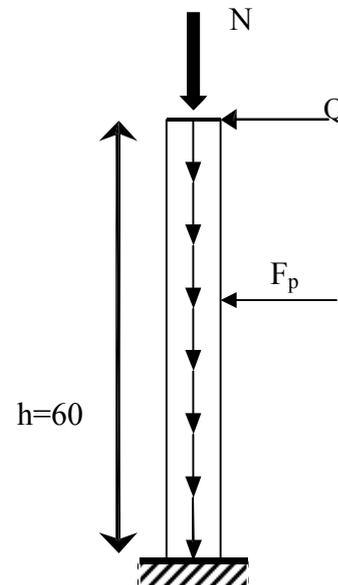


Figure III.1.2: schéma statique de l'acrotère

$$S = [(0.6 \times 0.15) + (0.10 \times 0.03/2) + (0.10 \times 0.07)]$$

$$S = 0.0985 \text{ m}^2$$

III.1.1. Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

III.1.2. Evaluation des charges :

- Poids propre : $G1 = 25 \times S \times 1 \text{ml} = 2.4625 \text{ KN}$
- Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 1.5cm) : $G2 = 18 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 = 0.162 \text{ KN}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm) : $G3 = 18 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 = 0.2160 \text{ KN}$
- $W_p = G1 + G2 + G3 = 2.4625 + 0.162 + 0.2160 = 2.8405 \text{ KN}$.
- $Q = 1 \text{ KN}$

La force sismique :

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 1B, zone IIa, $A = 0.2$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.88 = 1.84 \text{ KN}$$

III.1.3. Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{(1.5) \cdot (1.5) + (1.5) \cdot (1.5)}{(1.5) + (1.5)} = 8.3249 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{(1.5) \cdot (1.5) + (1.5) \cdot (1.5)}{(1.5) + (1.5)} = 32.0964 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_g = 2.88 \text{ KN}$$

$$M_g = 0$$

$$N_q = 0$$

$$M_q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_{fp} = 0$$

$$M_{fp} = 1.84 \times 0.3210 = 0.5906 \text{ KN.m}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

Combinaisons d'actions :

Tableau III.1.1. Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	5.72	5.388	3.88
M (KN.m)	1.1906	0.9	0.6

III.1.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : G + Q + E

$$N_u = 5.72 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.1906 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.1906}{5.72} = 0.2081 \text{ m} \\ e_2 = 0.075 \end{array} \right.$$

$e_1 > e_2$ 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.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \dots) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{\dots \cdot \dots (\dots \cdot \dots)}{\dots}$$

Avec :

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

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 ; $L_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15 cm.

Donc:

$$e_2 = 0.58 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256 \text{ m}$$

III.1.5. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}, h = 15 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d' = 3 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}; F_c = 400 \text{ Mpa}; f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$N_u = 5.72 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 5.72 \times 0.256 = 1.4643 \text{ KN.m}$$

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \dots) \Rightarrow M_{ua} = 1.4643 + 5.72 \times (0.12 - \dots)$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 1.7217 \text{ KN.m}$$

M_{ua} : Moment de flexion évalué au Niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{\dots}{\dots} = \frac{\dots}{\dots} = 0.0072$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \dots = \dots$$

$$\mu_{bu} = 0.0072 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \lambda_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.009$$

$$\alpha = 0.009.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.009)$$

$$z = 0.1196 \text{ m.}$$

$$\text{en flexion simple: } A_1 = \frac{\dots}{\dots} \Rightarrow A_1 = \frac{\dots}{\dots} = 4.13 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

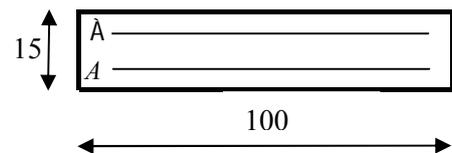


Figure III.1.3. Section à ferrailer

$$A_1 = 0.4136 \text{ cm}^2$$

En flexion composée : $A = A_1 \Rightarrow 0.4136 \times 10^{-4} \dots$

$$A = 0.1360 \text{ cm}^2$$

III.1.6. Vérification a l'ELU et l'ELS :

➤ À l'ELU :

- **Condition de non fragilité:**

Calcul de A_{min} :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \Rightarrow 0.23 \times 100 \times 12 \dots$$

$$A_{min} = 1.4490 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} > A_{calculé} \Rightarrow$ on ferraille avec $A_{min} = 1.4490 \text{ cm}^2$.

On choisit 4HA8/ml = 2.01 cm² avec st=20cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \dots = 0.5025 \Rightarrow 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{st} = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification des espacements :**

Les armatures principales : $St \leq \dots = 33.33 \text{ cm} \dots$ c'est vérifié.

Les armatures de répartition : $St \leq \dots = 33.33 \text{ cm} \dots$ c'est vérifié.

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = F_p + Q = 1.84 + 2.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{\dots}{\dots} = 0.0218 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.1 \times f_{c28}, 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

On a $\tau_u < \bar{\tau}_u \dots$ C'est vérifié.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{es} = \frac{M_{ser}}{0.9 \times \sum \pi \times \Phi^2}$$

tel que \sum : la somme des périmètres des barres.

$$\sum = n \times \pi \times \Phi = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{es} = \frac{2.84 \times 10^{-3}}{0.9 \times 7.54} \Rightarrow \tau_{es} = 0.3488 \text{ Mpa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

Tel que Ψ_s est le coefficient de scellement

$\tau_{es} < 2.83 \Rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

➤ **A l'ELS :**

$$d = 0.12 \text{ m}, N_{ser} = 3.88 \text{ KN}, M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_y} \times y_c \text{ qui doit être inférieure à } \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec $y = y_c + c$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I_y} \times (y_c + c) \text{ qui doit être inférieur à } \bar{\sigma}_s$$

Fissuration nuisible $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_c, 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$; avec $\eta = 1.6$ pour les HR

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante : [1]

Position de l'axe neutre : C

$$N \text{ de compression} \Rightarrow |C| = e_G - e_G = -e_G \quad e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{3.88} = 0.1546 \text{ m}$$

$$|C| = 0.1546 - \dots = 0.0796 \text{ m} \Rightarrow c < 0 \Rightarrow c = -0.0796 \text{ m}$$

Calcul de y_c :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \quad \dots(1)$$

calcul de p et q

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

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

$$\dot{A}=0 \Rightarrow \begin{cases} P = -0.0154 \text{ m}^2 \\ q = 2.8442 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \end{cases}$$

donc : (1) $\Rightarrow y_c^3 - 0.0154 y_c + 2.88 \times 10^{-4} = 0$

$$4 p^3 + 27 q^2 = -1.2367 \times 10^{-5} < 0$$

\Rightarrow Il existe 3 racines réelles pour l'équation (1) il faut choisir celle qui convient :

$$0 \leq y = y_c + c \leq h$$

$$\begin{cases} a = 2 \times \sqrt{-\frac{q}{3}} = 0.1433 \\ \cos \Phi = -\left(\frac{p}{a^3}\right) \Rightarrow \Phi = 90.0059 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3}\right) = 0.124 \\ y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 120\right) = -0.124 \\ y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 240\right) = 4.91 * 10^{-6} \end{cases}$$

Donc $y_c = 0.124 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (y - d') - 15 \times A (d - y) \Rightarrow$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.124^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.12 - 0.124) = 0.0077 \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{3.88 \times 10^{-3}}{0.0077} \times 0.124 = 0.0625 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée} \\ \sigma_{st} = \frac{3.88 \times 10^{-3}}{0.0077} (0.12 - 0.124) = -0.0020 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée} \end{cases}$$

Ferrailage de l'acrotère :

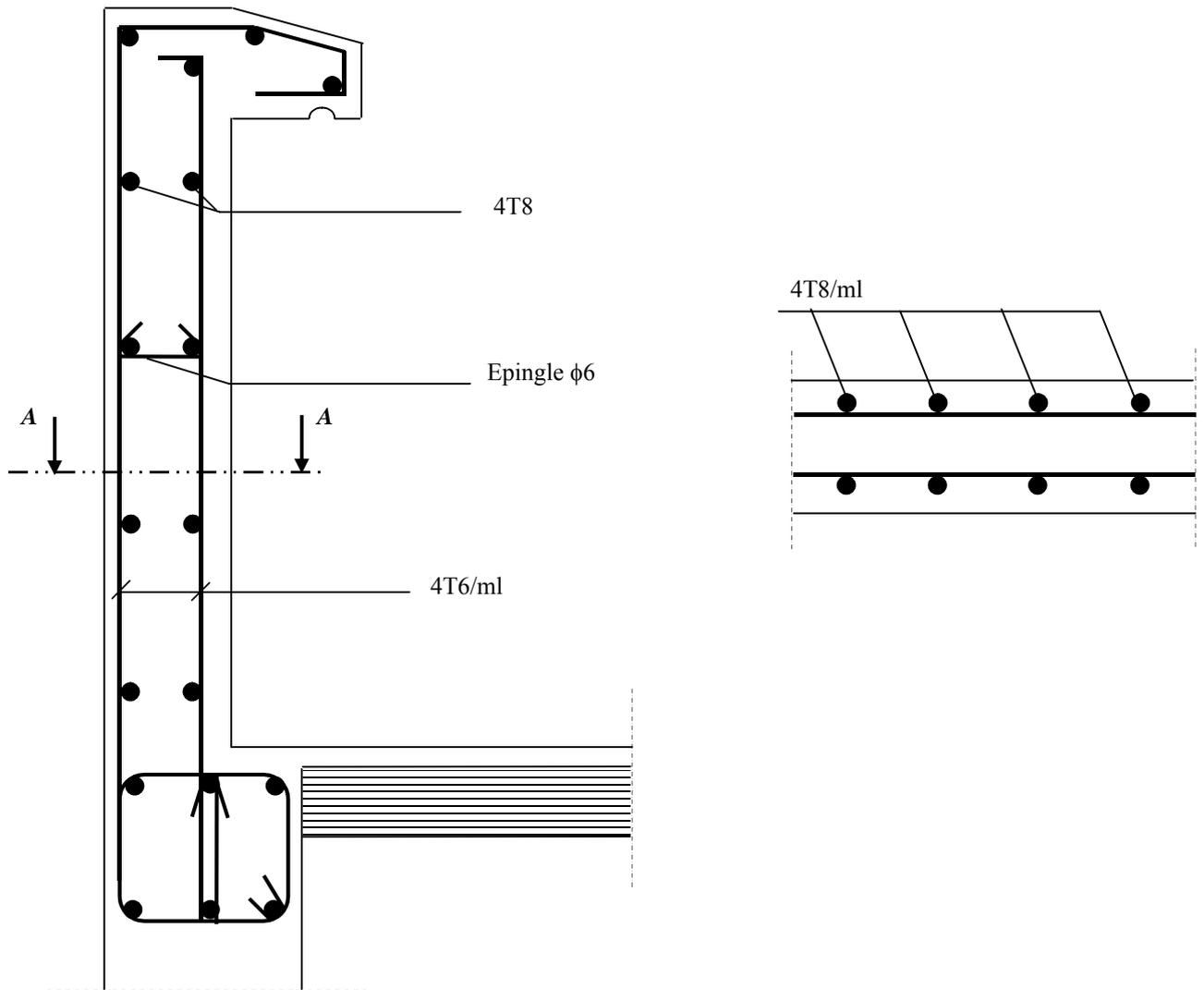


Fig III.1.4 : Ferrailage de l'acrotère

III .2. Calcul des planchers :**III .2.1 plancher à corps creux :**

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III .2.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

1) Méthode de calcul des sollicitations :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

1.a) Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**1. a.1) domaine d'application (BAEL91art B.6.210) :**

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

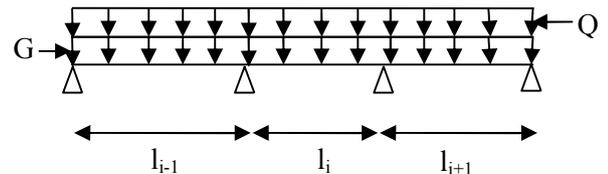


Figure III.2.1. Schéma d'une Poutre

1. a.2) Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig.3.1),

$$\text{et soit } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q + G}$

a) Evaluation des moments :

Le moment en travée M_t et en appui que se soit a droite (M_d) ou a gauche (M_g) doivent satisfaire :

$$a. \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1.05, 1 + 0.3\alpha) M_0$$

$$b. \quad \begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

c. La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

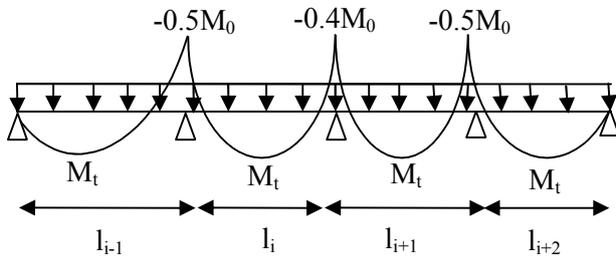
- $\left\{ \begin{array}{l} 0.6M_0 \text{ pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{array} \right.$

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \text{ tel que } M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0), \text{ avec } n = \text{nombre de travées d'une poutre.}$$

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$



FigIII.2.2.Moments sur une poutre à plus de deux travées

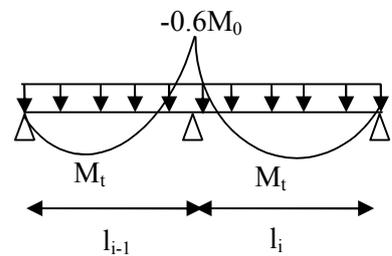


Fig. III.2.3.Moments sur une poutre à deux

b) Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

- soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus 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.

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique)} + (M_d - M_g) / l_i$

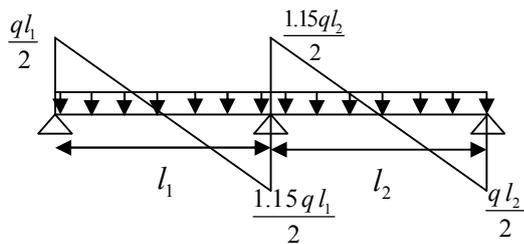


Fig. III.2.4. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

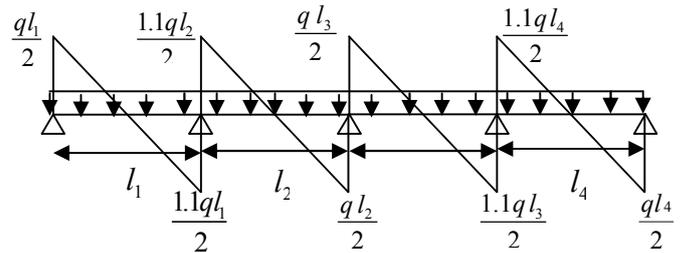


Fig. III.2.5. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

1.b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharge élevée ($Q \geq \min(2G, 5KN/m^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

1. b.1) Exposé de la méthode :

a) Evaluation des moments :

a.1) Moment sur appuis (M_i) :

$$M_i = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

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

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

a.2) Moment en travée (M_i) :

$$M_i(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{qX}{2} \times (l - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$\frac{dM_i(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q.l}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

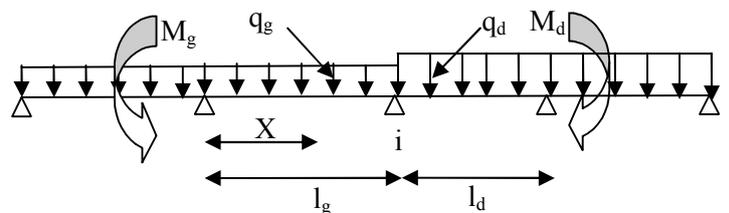


Fig. III.2.6. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

b) Effort tranchant :

$$V = V_0 + \frac{M_d - M_g}{l}$$

Avec $V_0 = q \times l / 2$

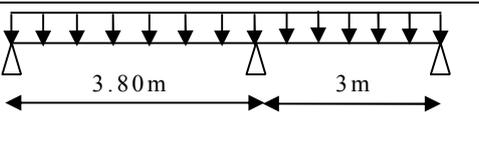
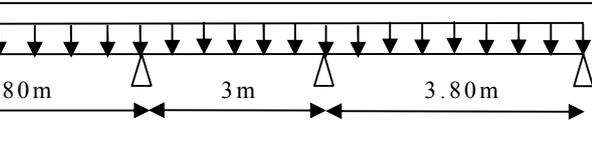
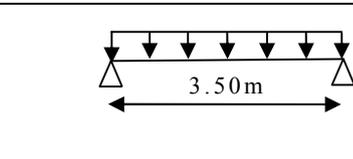
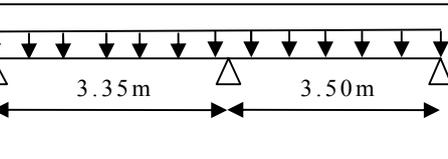
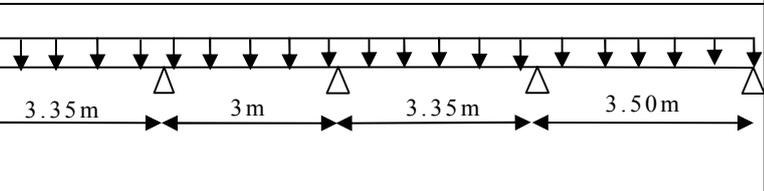
Avec : M d: Moment en appui de droite de la travée considérée.

M g: Moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

2) Les différents types de poutrelles :

Tab.III.2.1. Différent types de poutrelles

Types	Schéma statique
<p>Type 1 « Balcon »</p>	
<p>Type 2 « Balcon »</p>	
<p>Type 3 « Balcon » « Etage courant »</p>	
<p>Type 4</p>	
<p>Type 5</p>	

III.2.2. Dimensions de la poutrelle:

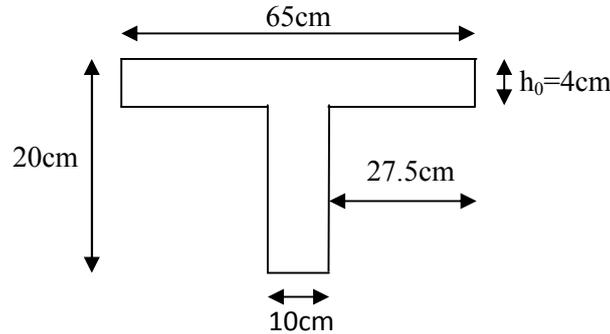


Figure III.2.7 Schéma d'une poutrelle.

3) Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Tab.III.2.2.Chargement sur les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	q _u =(1.35G+1.5Q)*b (KN/m _l)	q _s =(G+Q)* b (KN/m _l)
Terrasse inaccessible	6.14	1	0.65	6.36258	4.641
Etage courant	5.26	1.5	0.65	6.07815	4.394
Plancher à usage bureau	5.26	2.5	0.65	7.05315	5.044
Plancher à usage commercial	5.26	2.5	0.65	7.05315	5.044

Avec

b : largeur de la table des poutrelles

4) Exemple illustratif

• **Méthode forfaitaire**

On prend le type 4 comme exemple pour illustrer la méthode.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1) Fissuration peu préjudiciable.....vérifié
- 2) Poutres à inertie transversale constante vérifié
- 3) Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN /m}^2)$

- Plancher étage inaccessible $\left\{ \begin{array}{l} Q=1 \text{ KN/m}^2 ; G=6.14 \text{ KN/m} \\ (1 < 5 \text{ KN/m}^2) \end{array} \right. \Rightarrow \text{vérifié}$

- Plancher étage courant $\left\{ \begin{array}{l} Q=1.5 \text{ KN/m}^2 ; G=5.26 \text{ KN/m} \\ (1.5 < 5 \text{ KN/m}^2) \end{array} \right. \Rightarrow \text{vérifié}$
 - Plancher étage de service + RDC $\left\{ \begin{array}{l} Q=2.5 \text{ KN/m}^2 ; G=5.26 \text{ KN/m}^2 \\ (2.5 < 5 \text{ KN/m}^2) \end{array} \right. \Rightarrow \text{vérifié}$
- 4) Les portées successives des travées $0.8 < \frac{1}{+1} < 1.25 \Rightarrow \frac{1}{1} = 0.95 \Rightarrow \text{vérifié}$

On applique la (M.F) pour ce type de poutrelle

Calcul la charge sur la poutrelle :

A l'ELU :

$q_u = p_u \times l$

A l'ELS :

$q_s = p_s \times l$

$l = \text{entre axes des poutrelles} = 0.65 \text{ m}$

$\left\{ \begin{array}{l} p_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ p_s = G + Q \end{array} \right.$

$p_u = 1.35 \times 5.26 + 1.5 \times 1.5 = 9.3510 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow p_u = 9.3510 \text{ KN/m}^2$

$q_u = p_u \times l \Rightarrow q_u = 9.3510 \times 0.65 \Rightarrow \mathbf{q_u = 6.0782 \text{ KN/m}}$

$p_s = G + Q \Rightarrow p_s = 5.26 + 1.5 \Rightarrow p_s = 6.76 \text{ KN/m}^2$

$q_s = p_s \times 0.65 \Rightarrow q_s = 6.76 \times 0.65 \Rightarrow \mathbf{q_s = 4.394 \text{ KN/m}}$

calcul des moment :

calcul α :

$\alpha = \frac{1.2 + 0.3 \times \frac{1}{1}}{1 + 0.3 \times \frac{1}{1}} = 0.2219 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3 \alpha = 1 + 0.3 \times 0.2219 = 1.0666 \\ 1.2 + 0.3 \times \alpha = 1.2 + 0.3 \times 0.2219 = 1.2666 \end{array} \right.$

Moment aux appuis :

$M_a = M_c = 0$, mais seulement le BAEL

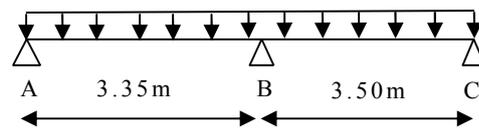
Exige de mettre des armatures de fissuration.

Avec $M = -0.15 \times M_0$

$M_0 = \text{mmt max dans la travée considérée isostatique} . M_0 = \frac{x}{\dots}$

Avec $M_0 = \max (M_0^1, M_0^2)$

A l'ELU :



$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^1 = \frac{x}{\dots} \\ M_0^2 = \frac{x}{\dots} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^1 = \frac{\cdot \cdot x \cdot}{\dots} = 8.5266 \text{ KN.m} \\ M_0^2 = \frac{\cdot \cdot x \cdot}{\dots} = 9.3072 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_0 = \max(8.5266, 9.3072) \text{ KN.m}$$

$M_0 = 9.3072 \text{ KN.m}$

$M_a^u = M_c^u = -0.15 \times 9.3072 = -1.3961 \text{ KN.m}$

A ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^1 = \frac{x}{\dots} \\ M_0^2 = \frac{x}{\dots} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^1 = \frac{\cdot \cdot x \cdot}{\dots} = 6.1640 \text{ KN.m} \\ M_0^2 = \frac{\cdot \cdot x \cdot}{\dots} = 6.7283 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_0 = \max(6.1640, 6.7283) \text{ KN.m}$$

$M_0 = 6.7283 \text{ KN.m}$

$M_A^s = M_C^s = -0.15 \times 6.7283 = -1.0092 \text{ KN.m}$

Appui B :

$M_b = -0.6 \times M_0$

ELU : $M_b = -0.6 \times 9.3072 = -5.5843 \Rightarrow M_b^u = -5.5843 \text{ KN.m}$

ELS : $M_b = -0.6 \times 6.7283 = -4.0370 \Rightarrow M_b^u = -4.0370 \text{ KN.m}$

N.B:

Les moments aux appuis sont négatifs mais dans le calcul des moments en travée on les remplace avec leurs valeurs absolues.

Moments en travées :

- Travée AB

$M_{tAB} + \dots \geq \max(1+0.3\alpha; 1.05) \times M_0^1 \dots \dots \dots (1)$

$M_{tAB} \geq \dots \times M_0^1 \dots \dots \dots (2)$

Entre le (1) et (2), on prend le max défavorable

A.N

A L'ELU :

(1) $\Rightarrow M_{tAB} = 6.3019 \text{ KN.m}$

(2) $\Rightarrow M_{tAB} = 5.3997 \text{ KN.m}$

Soit $M_{tAB} = 6.3019 \text{ KN.m}$

AL'ELS

(1) $\Rightarrow M_{tAB} = 4.5558 \text{ KN.m}$

(2) $\Rightarrow M_{tAB} = 3.9035 \text{ KN.m}$

Soit $M_{tAB} = 4.5558 \text{ KN.m}$

Travée BC :

$M_{tCB} \geq \frac{1}{2} \times M_0^1 \dots\dots\dots(1)$

$M_{tCB} \geq \frac{1}{2} \times M_0^1 \dots\dots\dots(2)$

AL'ELU :

(1) $\Rightarrow M_{tCB} = 7.1346 \text{ KN.m}$

(2) $\Rightarrow M_{tCB} = 5.8941 \text{ KN.m}$

Soit $M_{tCB} = 7.1346 \text{ KN.m}$

AL'ELS :

(1) $\Rightarrow M_{tCB} = 5.157 \text{ KN.m}$

(2) $\Rightarrow M_{tCB} = 4.2609 \text{ KN.m}$

Soit $M_{tCB} = 5.1577 \text{ KN.m}$

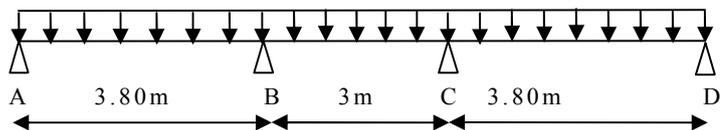
➤ Evaluation des efforts tranchants :

Travée (AB) :

- $V_a = \frac{1}{2} \times q \times l = \frac{1}{2} \times 10.1808 \text{ KN}$
- $V_b = -1.15 \times \frac{1}{2} \times q \times l = -1.15 \times 10.1808 \text{ KN} = -11.7079 \text{ KN}$
- $V_B = 1.15 \times \frac{1}{2} \times q \times l = 1.15 \times 10.1808 \text{ KN} = 12.2322 \text{ KN}$
- $V_c = -\frac{1}{2} \times q \times l = -\frac{1}{2} \times 10.6367 \text{ KN}$
 $V_{max} = 12.2322 \text{ KN}$

Méthode de Caquot minoré:

On prend le type 2 « balcon » comme exemple pour illustrer la méthode.



4) Les portées successives des travées $0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} \leq 1.25 \Rightarrow \frac{3.80}{3} = 1.26 \Rightarrow$ n'est pas vérifié

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, on applique la méthode Caquot minoré c.à.d. On minore G par un coefficient de (-) pour le calcul uniquement les moments aux appuis et on revient à G pour calculer les moments en travées.

$$G=5.26\text{KN/m}^2, Q=2.5\text{KN/m}^2, G'=3.51\text{KN/m}^2$$

$$q_u=(1.35 \times G' + 1.5 \times Q) \times l \Rightarrow q_u=8.4885 \times 0.65 \Rightarrow q_u=5.52 \text{ KN/m.}$$

$$q_s=(G'+Q) \times l \Rightarrow q_s=6.01 \times 0.65 \Rightarrow q_s=3.9065 \text{ KN/m.}$$

Moments aux appuis:

➤ **Appuis de rive :**

$$M_a=M_d=0$$

Mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment : $M=-0.15 \cdot M_0$

$$M_0 = \max \left(M_0^1 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}, M_0^2 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}, M_0^3 = \frac{q_u \cdot l_3^2}{8} \right) = 9.9539 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \max \left(M_0^1 = \frac{q_s \cdot l_2^2}{8}, M_0^2 = \frac{q_s \cdot l_2^2}{8}, M_0^3 = \frac{q_s \cdot l_3^2}{8} \right) = 7.0473 \text{ KN.m}$$

- **AL'ELU**

$$M_a=M_d= -1.4931 \text{ KN.m}$$

- **ELS**

$$M_a=M_d= -1.0571 \text{ KN.m}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

- **ELU**

$$M_b = -\frac{5.5146 \times (3.8^3 + (0.8 \times 3)^3)}{8.5 \times (3.8 + 0.8 \times 3)} = -7.1884 \text{ KN}$$

- **ELS**

$$M_b = -\frac{3.9083 \times (3.8^3 + (0.8 \times 3)^3)}{8.5 \times (3.8 + 0.8 \times 3)} = -5.0894 \text{ KN}$$

➤ **Moment en travées :**

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{qX}{2} \times (l - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

- **ELU :**

Travée AB : $X=1.6318 \text{ m} \Rightarrow M_t=9.3904 \text{ KN.m}$

Travée BC : $X= 1.5 \text{ m} \Rightarrow M_t= 0.7464 \text{ KN.m}$

Travée CD : $X= 2.243 \text{ m} \Rightarrow M_t=9.3706 \text{ KN.m}$

- **ELS :**

Travée AB : $X= 1.6345 \text{ m} \Rightarrow M_t= 6.7375 \text{ KN.m}$

Travée BC : X=1.5m ⇒ $M_t = 0.5851 \text{ KN.m}$

Travée CD : X=2.243 m ⇒ $M_t = 7.5235 \text{ KN.m}$

➤ **Efforts tranchants :**

$$V = V_0 + \frac{M_d - M_g}{l}$$

Travée AB : $V_a = 11.5093 \text{ KN}$

$V_b = -15.2927 \text{ KN}$

Travée BC : $V_B = 8.1836 \text{ KN}$

$V_c = -12.9759 \text{ KN}$

Travée CD : $V_C = 15.2927 \text{ KN}$

$V_d = 11.5093 \text{ KN}$

III.2.3. Résultats des sollicitations de tous les types de poutrelles dans tous les planchers:

Type 1 :

Tableau III.2.3. Sollicitations Type 1 à L'ELU

Caquot									
Minoré									
balcon									
Plancher Terrasse inaccessible	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	3.8	7.0044	12.6429	-1.8964	-9.9215	11.3112	14.109	-19.33
	BC	3	7.0044	7.88	-9.9215	-1.8964	5.5610	9.8933	-16.50
Plancher étage courant	AB	3.8	6.4896	11.7137	-1.7571	-9.1923	10.2591	12.834	-17.67
	BC	3	6.4896	7.3008	-9.1923	-1.7571	5.0202	8.9781	-15.10
RDC + Etage de service	AB	3.8	6.4896	11.7137	-1.7571	-9.1923	10.2591	12.834	-17.67
	BC	3	6.4896	7.3008	-9.1923	-1.7571	5.0202	8.9781	-15.10

Tableau III.2.4. Sollicitations Type 1 à L'ELS

Caquot									
Minoré									
balcon									
Plancher Terrasse inaccessible	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	3.8	4.9357	8.9089	-1.3363	-6.9912	8.0846	/	/
	BC	3	4.9357	5.5526	-6.9912	-1.3363	3.9869	/	/
Plancher	AB	3.8	4.5543	8.2206	-1.2331	-6.4511	7.3052	/	/

RDC + Étage de service	BC	3	4.5543	5.1236	-6.4511	-1.2331	3.5862	/	/
	AB	3.8	4.5543	8.2206	-1.2331	-6.4511	7.3052	/	/
	BC	3	4.5543	5.1236	-6.4511	-1.2331	3.5862	/	/

➤ Type 2

Tableau III.2.5. Sollicitations Type 2 à L'ELU

Caquot Minoré									
balcon									
Plancher Terrasse inaccessible	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	3.8	7.0044	8.9089	-1.3363	-9.1304	11.6474	14.3179	-19.12
	BC	3	7.0044	5.5526	-9.1304	-9.1304	0.77	10.1570	-16.24
	CD	3.8	7.0044	8.9089	-9.1304	-1.3363	11.6259	19.1234	-14.32
Plancher étage courant	AB	3.8	6.4896	11.7137	-1.7571	-8.4594	10.5698	13.0273	-17.47
	BC	3	6.4896	7.3008	-8.4594	-8.4594	0.5723	9.2224	-14.86
	CD	3.8	6.4896	11.7137	-8.4594	-1.7571	10.5524	17.4796	-13.02
RDC + Étage de service	AB	3.8	6.4896	11.7137	-1.7571	-8.4594	10.5698	13.0273	-17.47
	BC	3	6.4896	7.3008	-8.4594	-8.4594	0.5723	9.2224	-14.86
	CD	3.8	6.4896	11.7137	-8.4594	-1.7571	10.5524	13.0273	-17.47

Tableau III.2.6. Sollicitations Type 2 à L'ELS

Caquot Minoré									
balcon									
Plancher Terrasse inaccessible	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	3.8	4.9357	8.9089	-1.3363	-6.4338	8.3220	/	/
	BC	3	4.9357	5.5526	-6.4338	-6.4338	0.6155	/	/
	CD	3.8	4.9357	8.9089	-6.4338	-1.3363	9.3181	/	/

Plancher étage courant	AB	3.8	4.5543	8.2206	-1.2331	-5.9367	7.5236	/	/
	BC	3	4.5543	5.1236	-5.9367	-5.9367	0.4690	/	/
	CD	3.8	4.5543	8.2206	-5.9367	-1.2331	8.4447	/	/
RDC + Étage de service	AB	3.8	4.5543	8.2206	-1.2331	-5.9367	7.5236	/	/
	BC	3	4.5543	5.1236	-5.9367	-5.9367	0.4690	/	/
	CD	3.8	4.5543	8.2206	-5.9367	-1.2331	8.4447	/	/

➤ Type 3

Tableau III.2.7. Sollicitations Type 3 à L'ELU

MF									
balcon									
Plancher Terrasse inaccessible	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	3.5	8.8003	13.4755	-2.0213	-2.0213	14.9433	15.40	-15.40
Plancher étage courant	AB	3.5	8.0282	12.2931	-1.8440	-1.8440	12.2931	14.05	-14.05
RDC + Étage de service	AB	3.5	8.0282	12.2931	-1.8440	-1.8440	12.2931	14.05	-14.05

Tableau III.2.8. Sollicitations Type 3 à L'ELS

MF									
balcon									
Plancher Terrasse inaccessible	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	3.5	6.2660	6.2660	-1.4392	-1.4392	9.5948	/	/

Plancher étage courant	AB	3.5	5.6940	8.7189	-1.3078	-1.3078	8.7189	/	/
RDC + Etage de service	AB	3.5	5.6940	8.7189	-1.3078	-1.3078	8.7189	/	/

➤ Type 4

Tableau III.2.9. Sollicitations Type 4 à L'ELU

MF									
Autre									
Plancher Terrasse inaccessible	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	3.35	6.3628	8.9259	-1.4615	-5.8459	6.4492	10.65	-12.2
	BC	3.5	6.3628	9.7431	-5.8459	-1.4615	7.3073	12.80	-11.1
Plancher étage courant	AB	3.35	6.0781	8.5265	-1.3961	-5.5843	6.3019	10.18	-11.70
	BC	3.5	6.0781	9.3072	-5.5843	-1.3961	7.1346	12.23	-10.63
RDC + Etage de	AB	3.5	7.0531	9.8942	-1.6200	-6.4801	7.6105	11.81	-13.58
	BC	3.5	7.0531	10.8001	-6.4801	-1.6200	8.6039	14.19	-12.34

Tableau III.2.10. Sollicitations Type 4 à L'ELS

MF									
Autre									
Plancher Terrasse inaccessible	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	3.35	4.6410	6.5105	-1.0660	-4.2639	4.7040	/	/

	BC	3.5	4.6410	7.1065	-4.2639	-1.0660	5.3299	/	/
Plancher étage courant	AB	3.35	4.3940	6.1640	-1.0092	-4.0370	4.5558	/	/
	BC	3.5	4.3940	6.7283	-4.0370	-1.0092	5.1577	/	/
RDC + Etage de	AB	3.5	5.0440	7.0758	-1.1585	5.4426	5.4426	/	/
	BC	3.5	5.0440	7.7236	5.4426	-1.1585	6.1530	/	/

➤ Type 3 « étage courant »

Tableau III.2.11. Sollicitations Type 5 à L'ELU

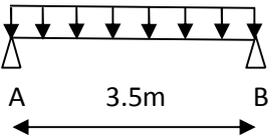
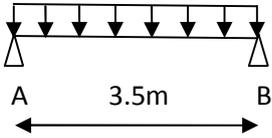
M F									
Autre									
Plancher Terrasse inaccessible	Travées	L(m)	q'u(KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
	AB	3.5	6.3628	9.7431	-1.4615	-1.4615	9.7431	11.13	-11.13
Plancher étage courant	AB	3.5	6.0781	9.3072	-1.3961	-1.3961	9.3072	10.6368	-10.63
RDC + Etage de service	AB	3.5	7.0531	10.8001	-1.62	-1.62	10.8001	12.34	-12.34

Tableau III.2.12. Sollicitations Type 5 à L'ELS

M F									
Autre									
Plancher Terrasse inaccessible	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	3.5	4.6410	7.1065	-1.066	-1.066	7.1065	/	/

Plancher étage courant	AB	3.5	4.3940	6.7283	-1.0092	-1.0092	6.7283	/	/
RDC + Étage de service	AB	3.5	5.0440	7.7236	-1.1585	-1.1585	7.7236	/	/

Type 5

Tableau III.2.13. Sollicitations Type 5 à L'ELU

MF									
Autre									
Plancher Terrasse inaccessible	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	3.50	6.3628	9.7431	-1.3619	-4.872	9.743	11.13	-12.24
	BC	3.35	6.3628	8.9259	-4,872	-3.57	8.926	11.72	-10.65
	CD	3	6.3628	7.1582	-3.57	-3.57	7.158	9.544	-9.544
	DE	3.35	6.3628	8.9259	-3.57	-4.872	8.926	10.65	-11.72
	EF	3.5	6.3628	9.7431	-4.872	-1.3619	9,743	12.24	-11.13
Plancher étage courant	AB	3.50	6.078	9.3072	-1.0092	-4.654	7.6	10.63	-11.70
	BC	3.35	6.078	8.5265	-4.654	-3.41	5.062	11.19	-10.18
	CD	3	6.078	6.8379	-3.41	-3.41	3.883	9.117	-9.117
	DE	3.35	6.078	8.5265	-3.41	-4.654	5.062	10.18	-11.19
	EF	3.50	6.078	9.3072	-4.654	-1.0092	7.6	11.70	-10.63
RDC + Étage de service	AB	3.50	7.053	10.8	-1.620	-5.4	9.143	12.34	-13.57
	BC	3.35	7.053	9.894	-5.4	-3.958	6.171	12.99	-11.81
	CD	3	7.053	7.935	-3.958	-3.958	4.744	10.57	-10.57
	DE	3.35	7.053	9.894	-3.958	-5.4	6.171	11.81	-12.99

	EF	3.5	7.053	10.8	-5.4	-1.620	9.143	13.57	-12.34
--	-----------	-----	-------	------	------	--------	-------	-------	--------

Tableau III.2.14. Sollicitations Type 5 à L'ES

MF									
Autre									
Plancher Terrasse Inaccessible	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	3.50	4.641	7.107	-1.0660	-3.554	5.685	/	/
	BC	3.35	4.641	6.51	-3.554	-2.604	3.757	/	/
	CD	3	4.641	5.221	-2.604	-2.604	2.878	/	/
	DE	3.35	4.641	6.51	-2.604	-3.554	3.757	/	/
	EF	3.5	4.641	7.107	-3.554	-1.0660	5.685	/	/
Plancher étage courant	AB	3.50	4.394	6.728	-1.1585	-3.364	5.494	/	/
	BC	3.35	4.394	6.164	-3.364	-2.466	3.66	/	/
	CD	3	4.394	4.943	-2.466	-2.466	2.806	/	/
	DE	3.35	4.394	6.164	-2.466	-3.364	3.66	/	/
	EF	3.50	4.394	6.728	-3.364	-1.1585	5.494	/	/
RDC + Etage de service	AB	3.50	5.044	7.724	-1.1585	-3.862	6.539	/	/
	BC	3.35	5.044	7.076	-3.862	-2.83	4.414	/	/
	CD	3	5.044	5.675	-2.83	-2.83	3.393	/	/
	DE	3.35	5.044	7.076	-2.83	-3.862	4.414	/	/
	EF	3.5	5.044	7.724	-3.862	-1.1585	6.539	/	/

- Sollicitation maximales

Tableau.III.2.15.Sollicitations maximales dans les poutrelles

Balcon :

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher Terrasse inaccessible	$M = 13.47 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -9.92 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -2.0213 \text{ KN.m}$ $V = 19.33 \text{ KN}$	$M = 9.59 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -6.9912 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.3363 \text{ KN.m}$
Plancher Etages courant	$M = 12.29 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -9.1923 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.757 \text{ KN.m}$ $V = 17.67 \text{ KN}$	$M = 8.72 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -6.4511 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.2331 \text{ KN.m}$
Plancher RDC+ service	$M = 12.29 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -9.1923 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.757 \text{ KN.m}$ $V = 17.67 \text{ KN}$	$M = 8.72 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -6.4511 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.2331 \text{ KN.m}$

Autre poutrelles :

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher Terrasse inaccessible	$M = 9.74 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -5.846 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.46 \text{ KN.m}$ $V = 12.8 \text{ KN}$	$M = 7.724 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -4.264 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.066 \text{ KN.m}$
Plancher Etages courant	$M = 9.30 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -5.58 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.39 \text{ KN.m}$ $V = 12.23 \text{ KN}$	$M = 6.7283 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -4.037 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -1.0092 \text{ KN.m}$
Plancher RDC+ service	$M = 10.80 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -6.48 \text{ KN.m}$	$M = 7.7236 \text{ KN.m}$ $M_{\text{int}}^a = -5.4426 \text{ KN.m}$

	$M_{rive}^a = -1.62 \text{ KN.m}$	$M_{rive}^a = -1.15 \text{ KN.m}$
	$V = 14.19 \text{ KN}$	

III.2.4. Ferrailages des poutrelles

- On procède un exemple de calcul .soit l'exemple de calcul des poutrelles des balcons. on prend les sollicitations max pour ce calcul.
- **Calcul à l'ELU**

Le calcul se fera pour une section en T.

a) En travée

$$= 12.29 \text{ KN.m} ; M_{int}^a = -9.1923 \text{ KN.m} ; M_{rive}^a = -1.757 \text{ KN.m} ; V = 17.67 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.29 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0411 \quad \rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0411$$

et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\epsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}}{0.8} = 0.0525$$

$$A_{cal} \geq \frac{M_{max}^t}{z \times f_{st}} = \frac{M_{max}^t}{d(1 - 0.4\alpha) f_{st}} = \frac{12.29 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.0525) \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{cal} = 2.0041 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 1.5 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{min} \leq A_{cal} = 2.0459 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$$A_{cal} = 2.0041 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 2 \text{ HA } 10 + 1 \text{ HA } 8 = 2.07 \text{ cm}^2$$

a) En appui :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h (0.1×0.20) m^2 .

$$M_{\max}^a = -9.1923 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.1923 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0307$$

$$\mu_{bu} = 0.0307 < 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A et } A' = 0.$$

b) Ferrailage de l'appui intermédiaire :

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0307}}{0.8} = 0.0390$$

$$\Rightarrow A_{cal} = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{9.1923 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.0390) \times 348} = 1.4908 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 1.4908 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA8 + 1HA12 = 1.63 cm^2 (1 filante + 1 chapeau)

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Ferrailage de l'appui de rive :

$$M_{rive}^a = -1.757 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.757 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0059 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0059 < 0.392 \Rightarrow \alpha = 0.0074$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_{rive}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{1.757 \times 10^{-3}}{0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0074) \times 348} = 0.2813 \text{ cm}^2$$

On prend 1HA8 = 0.5 cm^2 (chapeau)

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification a L'ELU

• Cisaillement

$$= 17.67$$

$$\bar{\tau} = \min [0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{S} = \frac{17.67}{18} = 0.9817 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.9817 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

• Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

• Calcul de l'espacement :

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec K=1 (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte : St=15 cm.

• Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$= \frac{V_U}{S} = 27.50 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{S} = \frac{17.67}{18} = 1.1537 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5.Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

Au niveau de l'appui de rive = 0

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 17.67 \times 10^{-3} = 0.508 \text{ cm}^2$$

$$A_L \geq 0.508 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07\text{cm}^2 > 0.44\text{cm}^2 \dots\dots\text{vérifiée.}$$

Appui intermédiaire :

$$A_1 \geq \frac{1.15}{f_c} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_1 \geq \frac{1.15}{400} \times \left[17.67 - \frac{9.1923}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10 = -1.12\text{cm}^2 \Rightarrow A_1 \geq -1.12 \text{ cm}^2 \text{ Pas de vérification à faire}$$

- **Vérification des armatures transversales**

$$\frac{\tau_u}{\dots} = 0.0038 \geq \frac{\tau_u}{\dots} = 0.00163 \text{ vérifiée}$$

- **Vérification de la bielle dans le béton**

La condition à vérifier est :

$$\leq 0.267 * a * b * f_c ; a = 0.9d = 0.162\text{m} ; \leq 10.813 \text{ KN} \dots\dots\text{Vérifiée.}$$

III.2.6.les sections d'aciers retenues pour ferrailer les poutrelles des différents étages

Tableau III.2.16. Ferrailages retenues des balcons

Plancher (balcon)		Terrasse inaccessible	Etage courant	RDC
Travée (Type 1,2,3)		=13.47KN.m	=12.29KN.m	=12.29KN.m
	μ_{bu}	0.0450	0.0411	0.0411
	α	0.0576	0.0525	0.0525
	Z (m)	0.1759	0.1762	0.1762
	(Cm ²)	2.2011	2.0041	2.0041
	(Cm ²)	1.4128	1.4128	1.4128
	(Cm ²)	3HA10=2.36	2HA10+1HA8=2.07	2HA10+1HA8=2.07
	(Cm ²)	2Ø6=0.57cm ²	2Ø6=0.57cm ²	2Ø6=0.57cm ²
(Cm)	15	15	15	
Appui	M_{int}^a	$M_{int}^a = -9.92 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -9.192\text{KN.m}$	$M_{int}^a = -9.192\text{KN.m}$
	μ_{bu}	0.0332	0.0307	0.0307
	α	0.0422	0.0390	0.0390
	Z (m)	0.1770	0.1772	0.1772

intermédiaire (Type 1,2,3)	(Cm ²)	1.6108	1.4908	1.4908
	(Cm ²)	0.217	0.217	0.217
	(Cm ²)	1HA12+1HA8=1.63	1HA12+1HA8=1.63	1HA10+1HA12=1.63
	(Cm ²)	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57
	(Cm)	15	15	15
Appui de rive (Type 1,2,3)	M_{rive}^a	$M_{int}^a = -2.021 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -1.75 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -1.75 \text{ KN.m}$
	μ_{bu}	0.0068	0.0059	0.0059
	α	0.0085	0.0073	0.0073
	Z (m)	0.1794	0.1795	0.1795
	(Cm ²)	0.3237	0.2802	0.2802
	(Cm ²)	0.217	0.217	0.217
	(Cm ²)	1HA8=0.5	1HA8=0.5	1HA8=0.5
	(Cm ²)	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57
	(Cm)	15	15	15

Tableau III.2.17. Ferrillages retenues des autres poutrelles

Plancher		Terrasse inaccessible	Etage courant	RDC
Travée (Type 1,2,3)		=9.74KN.m	=9.30KN.m	=10.80KN.m
	μ_{bu}	0.0326	0.0311	0.0361
	α	0.0414	0.0395	0.0460
	Z (m)	0.1770	0.1772	0.1767
	(Cm ²)	1.7676	1.5085	1.7564
	(Cm ²)	1.4128	1.4128	1.4128
	(Cm ²)	2HA8+1HA10=1.79	2HA8+1HA10=1.79	1HA8+2HA10=2.07
	(Cm ²)	2Ø6=0.57cm ²	2Ø6=0.57cm ²	2Ø6=0.57cm ²
	(Cm)	15	15	15
Appui	M_{int}^a	$M_{int}^a = -5.846 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -5.58 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -6.48 \text{ KN.m}$
	μ_{bu}	0.0195	0.0187	0.0217
	α	0.0247	0.0235	0.0274
	Z (m)	0.1782	0.1783	0.1780

intermédiaire (Type 1,2,3)	(Cm ²)	0.9426	0.8993	1.0459
	(Cm ²)	0.217	0.217	0.217
	(Cm ²)	2HA8=1.01	2HA8=1.01	1HA10+1HA8=1.29
	(Cm ²)	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57
	(Cm)	15	15	15
Appui de rive (Type 1,2,3)	M_{rive}^a	$M_{int}^a = -1.46 \text{KN.m}$	$M_{int}^a = -1.39 \text{KN.m}$	$M_{int}^a = -1.62 \text{KN.m}$
	μ_{bu}	0.0049	0.0046	0.0054
	α	0.0061	0.0058	0.0068
	Z (m)	0.1796	0.1796	0.1795
	(Cm ²)	0.2336	0.2224	0.2593
	(Cm ²)	0.217	0.217	0.217
	(Cm ²)	1HA8=0.50	1HA8=0.50	1HA8=0.50
	(Cm ²)	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57
	(Cm)	15	15	15

III.2.6. Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

• **les balcons:**

➤ **étage courant :**

a)- **En travée :**

$$= 8.72 \text{ KN.m} \quad A=2.07 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$H > 0$: L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul de section en $(b \times h)$

$H < 0$: L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T

$$H = 0.65 * \frac{0.04^2}{2} - 15 * 2.70 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04) = 5.1994 * 10^{-5} > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul de section rectangulaire $b \times h$

Calcul de y :

$$- + 15(+) - 15(Ad + A'd') = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$0.325 * y^2 + 2.07 * 10^{-4} y - 5.589 * 10^{-4} = 0$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 0.0370 \text{ m}$

Calcul de I:

$$I = - + 15 (-) + 15A(-)$$

$$I = - + 15A(-) = 7.4469 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 4.3286 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

b)-En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -6.4511 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0) \\ H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.63 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 5.1997 \times 10^{-4} \text{ m} \end{cases}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression. \Rightarrow Section rectangulaire $b \times h$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Calcul de y, I et :

$$0.05 * y^2 + 1.63 * 10^{-4} y - 4.401 * 10^{-4} = 0$$

$$y = 0.0725 \text{ m}, I = 4.0958 * 10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = 11.4196 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

c)-En appuis de rive

$$M_{\text{ser}} = -1.2331 \text{ Kn.m}, A = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$y = 0.0450 \text{ m}, I = 1.6706 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4, \sigma_{bc} = 3.3215 \dots \dots \text{vérifié.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de déformation (BAEL 91.AB6.5.2)**

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.

III.2.7. Evaluation de la flèche

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

$$\begin{aligned} \diamond & \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \diamond & \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \diamond & \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \end{aligned}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle).

M_0 : moment isostatique.

L : portée de la poutrelle.

M_t : moment de flexion.

b_0 : largeur de la nervure.

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.0526 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

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).

Evaluation des moments en travée :

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

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

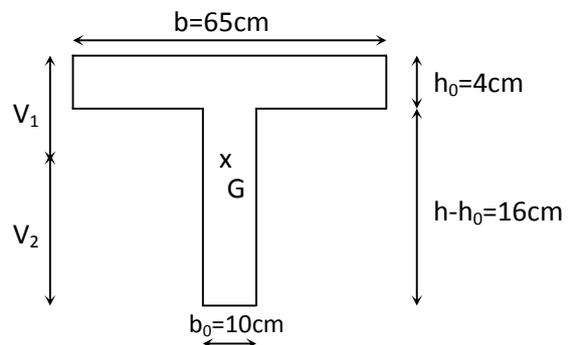
$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

a) $f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I f_v}$

b) $f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I f_i} < \frac{L}{500}$



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 10 \times 20 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 2.07 = 451.050 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.07 \times 18 = 2998.9 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{2998.9}{451.05} = 6.65 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.65 = 13.35 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - d)^2$$

$$I_0 = \frac{10}{3}(6.65^3 + 13.35^3) + (65 - 10) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (6.65 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.07 * (13.35 - 18)^2$$

$$I_0 = 14632 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,07}{10 \times 18} = 0.0115$$

$$E = 3700 \quad \text{---} \quad \rightarrow \quad E_v = 1081886 \text{ Mpa}$$

$$E = 3E_v \quad \rightarrow \quad = 32456.6 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{\rho(2b + 3b_0)} = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{0.0115 \times (2 \times 0.65 + 3 \times 0.1)} = 3.7092$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.4837$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})}$$

Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN / m}$$

q_{jser} : La charge permanente qui revient a la poutrelle sans la charge de revêtement

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.26 = 3.419 \text{ KN / m}$$

q_{gser} : La charge permanente qui revient a la poutrelle.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.26 + 1.5) = 4.394 \text{ KN / m}$$

q_{pser} : La charge permanente et la charge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.82 \times 3.8^2}{8} = 3.2851 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.419 \times 3.8^2}{8} = 6.1713 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.394 \times 3.8^2}{8} = 7.9312 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{3.2851 \times 10^{-3}}{2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.037}{2})} = 98.2564 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{6.1713 \times 10^{-3}}{2.07 \times 10^{-4} (0.18 - \frac{0.037}{2})} = 184.5816 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{7.9312 \times 10^{-3}}{2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.037}{2})} = 307.4020 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 98.2564 + 2.1} = 0.4448$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 184.5816 + 2.1} = 0.6530$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 237.2159 + 2.1} = 0.7176$$

$$I_{ij}^c = \frac{1.1 \times 17815}{1 + 1.4837 \times 0.4448} = 6073.4 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^c = \frac{1.1 \times 17815}{1 + 1.4837 \times 0.6530} = 4703.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^c = \frac{1.1 \times 17815}{1 + 1.4837 \times 0.7176} = 4159.0 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg}^c = \frac{1.1 \times 17815}{1 + 0.5935 \times 0.6530} = 8174.7 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.285 \times 10^{-3} \times 3.80^2}{10 \times 32456.6 \times 6073.4 \times 0.01^4} = 0.0024 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.1713 \times 10^{-3} \times 3.80^2}{10 \times 32456.6 \times 4703.1 \times 0.01^4} = 0.0058 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{7.9312 \times 10^{-3} \times 3.80^2}{10 \times 32456.6 \times 4159 \times 0.01^4} = 0.0110 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{6.1713 \times 10^{-3} \times 3.80^2}{10 \times 10818.865 \times 7874.7 \times 0.01^4} = 0.0168 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0168 - 0.0024 + 0.011 - 0.0058 = 0.0195 \text{ m} \quad \text{Vérifier}$$

III.2.8. Résumé des vérifications à l'ELS pour tous les planchers :

➤ Etat limite de compression de béton :

Tableau.III.2.18. Résumé des vérifications à l'ELS des balcons

Etages	Contraintes en travées	Contraintes Appuis intermédiaires
Terrasse accessible	$\sigma_{bc} = 4.5128 \text{ Mpa} < 15$	$\sigma_{bc} = 12.3757 \text{ Mpa} < 15$
courant	$\sigma_{bc} = 4.3286 \text{ Mpa} < 15$	$\sigma_{bc} = 11.4196 \text{ Mpa} < 15$

RDC	$\sigma_{bc} = 4.3286 \text{ Mpa} < 15$	$\sigma_{bc} = 11.4196 \text{ Mpa} < 15$
-----	---	--

Tableau.III.2.19.Résumé des vérifications à l'ELS des autres poutrelles

Étages	Contraintes en travées	Contraintes Appuis intermédiaires
Terrasse inaccessible	$\sigma_{bc} = 4.0715 \text{ Mpa} < 15$	$\sigma_{bc} = 8.8525 \text{ Mpa} < 15$
courant	$\sigma_{bc} = 3.5467 \text{ Mpa} < 15$	$\sigma_{bc} = 8.3812 \text{ Mpa} < 15$
RDC	$\sigma_{bc} = 3.8340 \text{ Mpa} < 15$	$\sigma_{bc} = 10.3942 \text{ Mpa} < 15$

III.2.9. Evaluation des flèches :**1. Balcons :**

Tableau III.2.20.Terrasse inaccessible

M (KN/)	I * 10	σ_j (MPa)		(m)
3.2851	6.6487	86.7734	0.4474	0.0022
M (KN/)	I * 10	σ_g (MPa)		(m)
7.2038	5.0028	190.2817	0.6958	0.0064
M (KN/)	I * 10	σ_p (MPa)		(m)
11.3101	4.5601	298.7485	0.7932	0.0110
M (KN/)	I * 10	σ_{gv} (MPa)		(m)
7.2038	8.5688	190.2817	0.6958	0.0176
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.02 \text{ cm}$ $\Delta f = 0.02 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.76 \text{ cm} \quad \text{vérifier}$				

Tableau III.2.21.Plancher étage courant et RDC

M (KN/)	I × 10	σ_j (MPa)		(m)
3.2851	6.0734	98.2564	0.4448	0.0024
M (KN/)	I × 10	σ_g (MPa)		(m)
6.1713	4.7031	184.5816	0.6530	0.0058
M (KN/)	I × 10	σ_p (MPa)		(m)
10.2777	4.1590	307.4020	0.7737	0.0110
M (KN/)	I × 10	σ_{gv} (MPa)		(m)
6.1713	8.1747	184.5816	0.6530	0.0168

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0195cm$$

$$\Delta f = 0.0195cm \leq f_{adm} = 0.76cm$$

vérifier

2. Les autres poutrelles

Tableau III.2.22. Terrasse inaccessible

M (KN/)	I * 10	σ_j (MPa)		(m)
2.7869	6.0624	95.7077	0.3779	0.0017
M (KN/)	I * 10	σ_g (MPa)		(m)
6.1112	4.2025	209.8733	0.6483	0.0055
M (KN/)	I * 10	σ_p (MPa)		(m)
7.1065	4.0179	244.0547	0.6888	0.0067
M (KN/)	I * 10	σ_{gv} (MPa)		(m)
6.1112	7.5219	209.8733	0.6483	0.0107
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0101cm$ $\Delta f = 0.0101cm \leq f_{adm} = 0.70cm$				
vérifier				

Tableau III.2.23. plancher étage courant

M (KN/)	I * 10	σ_j (MPa)		(m)
2.7869	6.0624	95.7077	0.3779	0.0017
M (KN/)	I * 10	σ_g (MPa)		(m)
5.2353	4.4312	179.7938	0.6028	0.0045
M (KN/)	I * 10	σ_p (MPa)		(m)
6.7283	4.0809	231.0658	0.6745	0.0062
M (KN/)	I * 10	σ_{gv} (MPa)		(m)
5.2353	7.8105	179.7938	0.6028	0.0098
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} =$ $\Delta f = 0.0098cm \leq f_{adm} = 0.70cm$				
vérifier				

Tableau III.2.24.plancher étage RDC

M (KN/)	I * 10	σ_j (MPa)		(m)
2.7869	6.6723	83.3546	0.3807	0.0016
M (KN/)	I * 10	σ_g (MPa)		(m)
5.2353	4.9614	156.5876	0.6050	0.0040
M (KN/)	I * 10	σ_p (MPa)		(m)
7.7236	4.4239	231.0113	0.7112	0.0066
M (KN/)	I * 10	σ_{gv} (MPa)		(m)
5.2353	8.4817	156.5876	0.6050	0.0103
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0113$ $\Delta f = 0.0113cm \leq f_{adm} = 0.70cm$ vérifier				

Tab III.2.25. Plan de ferrailages des poutrelles :

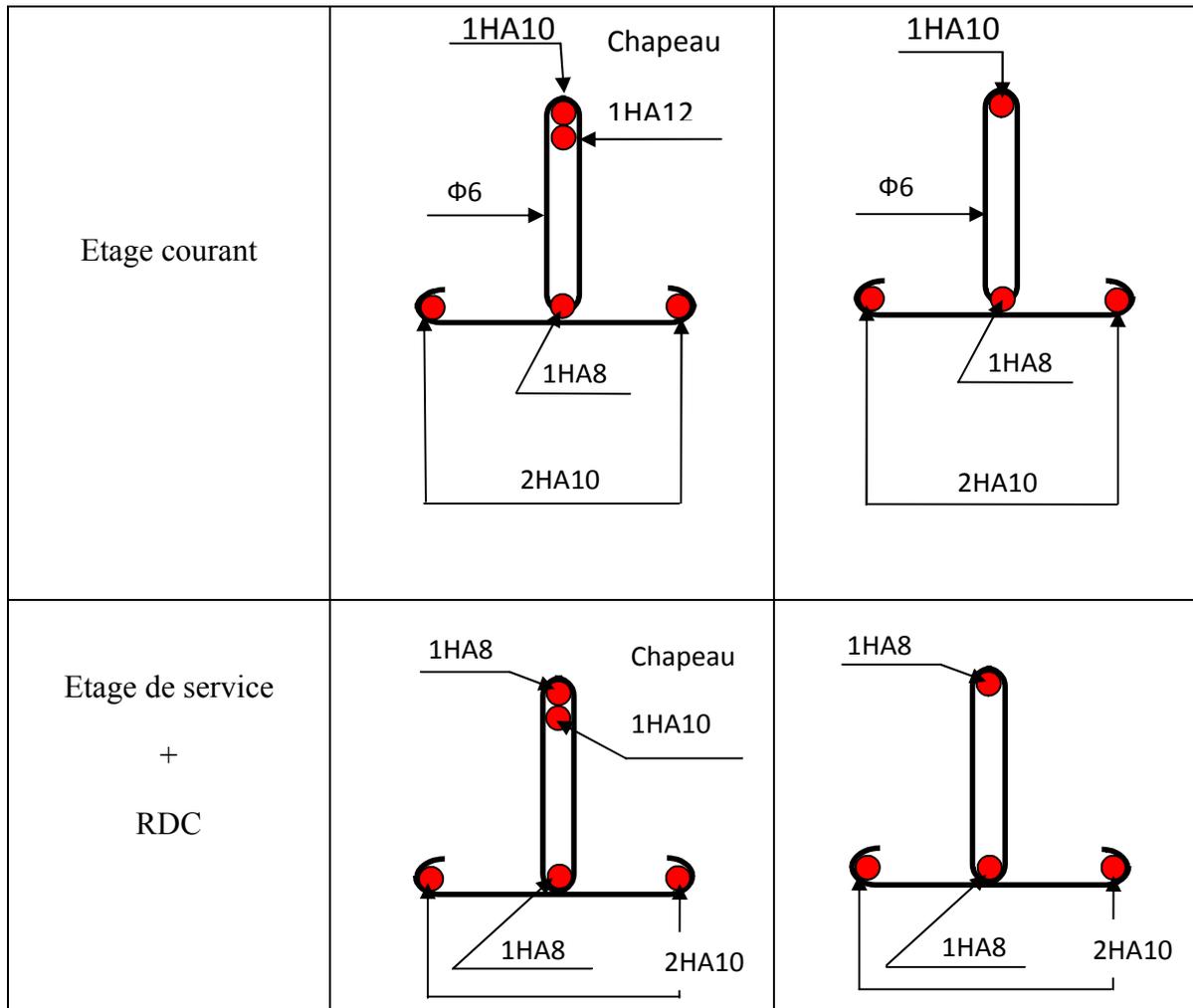
➤ **Balcons :**

Plancher	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible		
Type	Appui intermédiaire	Appui de rive

<p>Etage courant , service Et RDC</p>		
---	--	--

➤ Les autres poutrelles

Plancher	Appui intermédiaire	Appui de rive
<p>Terrasse inaccessible</p>		
<p>Type</p>	<p>Appui intermédiaire</p>	<p>Appui de rive</p>



III.2.9. Etude de la dalle de compression :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

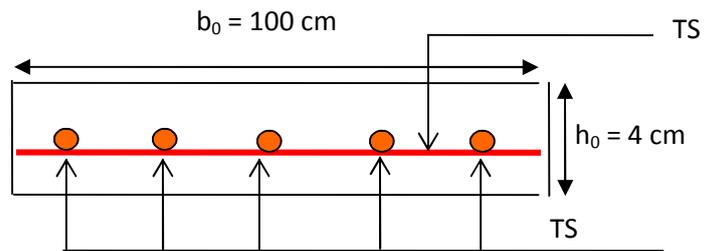
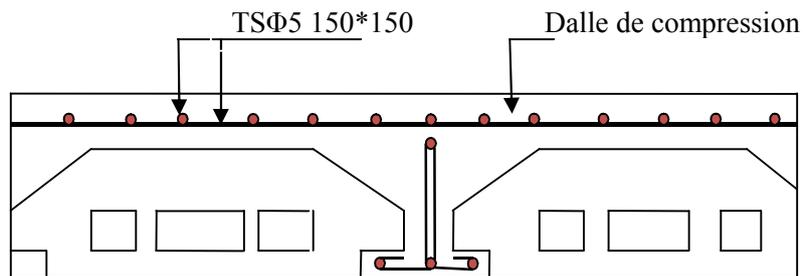
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5 HA 6/ml = 1.41 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ vérifiée

3 HA 6/ml = 0.85 cm² // aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 44 \text{ cm}$ vérifiée

Pour faciliter la mise en œuvre on utilise un Ts $\Phi 6$ (150x150) mm²

III.2.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**Figure III.2.8: Schéma du ferrailage de la dalle de compression****Fig. III.2.9. Schéma de ferrailage de la dalle à Corp creux**

III.3. dalles pleines :

III.3.1. Définition :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (cas d'un balcon).

III.3.2. Etude des balcons

Dans le cas de notre ouvrage on a deux types de dalles :

1. Dalle sur deux appuis.
 2. Dalle sur 1 seul appui.
- On se contentera d'étudier la dalle qui est la plus défavorable et ça sera le même ferrailage pour les autres types.

1) Dalle pleine sur deux appuis :

Epaisseur : $e=15\text{cm}$

Charge permanente : $G = 6.37 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 6.37 + 1.5 \times 3.5 = 13.8495 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 6.37 + 3.5 = 9.87 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

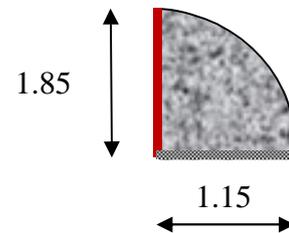


Figure.III.3.1. Dalle pleine sur deux appuis

$L_x = 1.15\text{m}$

$L_y = 1.85\text{m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.62 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille selon deux sens l_x et l_y

$\nu = 0$ et $\rho = 0.62$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

à l'ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases}$ à l'ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.4892 \end{cases}$

➤ **Calcul de M_{x0} et M_{y0} .**

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0794 \times 13.8495 \times 1.15^2 = 1.4543 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.3205 \times 1.4543 = 0.4661 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0844 \times 9.87 \times 1.15^2 = 1.1017 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.4892 \times 1.102 = 0.5389 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

➤ **Les moments corrigés**

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 1.2361KN.m \\ M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 0.3962KN.m \\ M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 0.9364KN.m \\ M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 0.4581KN.m \end{array} \right.$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = M_u^y = -0.3M_{0u}^x = -0.4363 KN.m \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3M_{0ser}^x = -0.3305KN.m . \end{array} \right.$$

➤ **Ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



Figure.III.3.2.Section de la dalle pleine a ferrailé

Les résultats de ferrailage son résumée dans ce tableaux

Tableau III.3.1.Ferrailage de la dalle plein

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	Selon x	1.2361	0.0052	0.0065	0.1297	0.2739	1.4270	4T08=2,01
	Selon y	0.3962	0.0017	0.0021	0.1299	0.0876	1.4270	4T08=2,01
En appui	Sens x, sens y	0.4363	0.0018	0.0023	0.1299	0.0965	1.4270	4T08=2.01

➤ **Calcul de l'espacement des armatures :**

// à $L_y : S_t \leq \min(4e; 45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t = 25cm$

// à $L_x : S_t \leq \min(3e; 33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t = 25cm$

➤ **Vérification l'E.L.U :**

- **L'effort tranchant :**

Selon X :

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_x}{3} = 5.31 \text{ KN}$$

Selon y :

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 9.77 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.075 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_B} = 1.167 \text{ MPa} \quad \text{Vérifier}$$

- **La condition de non fragilité :**

D'après le **RPA99**, le pourcentage minimum d'armatures est 0.8% de la section du béton.

En travée :

$$A_x^t = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.427 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y^t = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.427 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

En appuis :

$$A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.427 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0$$

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

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

Vérifications des contraintes sont résume dans le tableau suivant :

Tableau.III.3.2.les vérifications des contraintes dans le béton.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I × 10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	0.94	0.0255	3.9434	0.6073	15	Vérifiée
	y-y	0.46	0.0255	3.9434	0.2972	15	Vérifiée

Appui	x-x y-y	0.162	0.0255	3.9434	0.1047	15	Vérifiée
-------	------------	-------	--------	--------	--------	----	----------

• **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_{e}; (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201,63 \text{MPa}$.

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \quad \sigma < \bar{\sigma}_s$$

Vérifications des contraintes sont résume dans le tableau suivant :

Tableau.III.3.3.les vérifications des contraintes dans L'acier.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	I ×10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	x-x	0.94	3.9434	37.3727	Vérifiée
	y-y	0.46	3.9434	18.2887	Vérifiée
Appui	x-x	0.162	3.9434	6.4408	Vérifiée
	y-y				

• **la flèche :**

Selon X :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,15} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,1}{f_e} \Rightarrow 0,0015 < 0,00525 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,1304 > 0,08 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

Selon Y :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,85} = 0,0811 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,1}{f_e} \Rightarrow 0,015 < 0,00525 \rightarrow \text{non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,081 < 0,0850 \rightarrow \text{non vérifiée}$$

La dernière condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{185}{500} = 0.37 cm$$

Propriété de la section de la dalle:

$y = 0.0255m$

$A_s = 2.01cm^2$

$I = 3.9434 \cdot 10^{-4} m^4$

$E_I = 32456.59MPa$

$E_v = 10818.86Mpa$

➤ **Evaluation des moments en travée**

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$q_{jser} = 3.75KN/m^2$

$q_{gser} = 6.37KN/m^2$

$q_{pser} = (6.37 + 3.5) = 9.87KN/m^2$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 1.083KN.m \\ M_{ox}^g = 1.84KN.m \\ M_{ox}^p = 2.85KN.m \end{cases}$$

$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 1.083 = 0.92 KN.m$

$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 1.84 = 1.564 KN.m$

$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 2.85 = 2.4225 KN.m$

Le calcul de la flèche est :

La flèche totale $\Delta f_i = 0.049 cm < f_{adm} = 0.37 cm$ vérifiée

➤ **schéma de ferrailage**

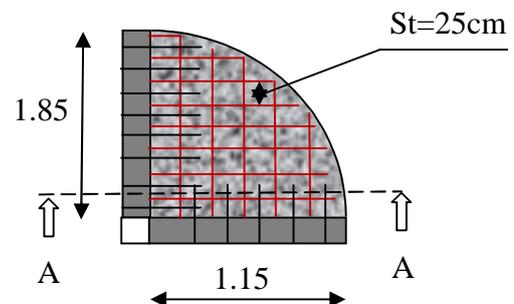
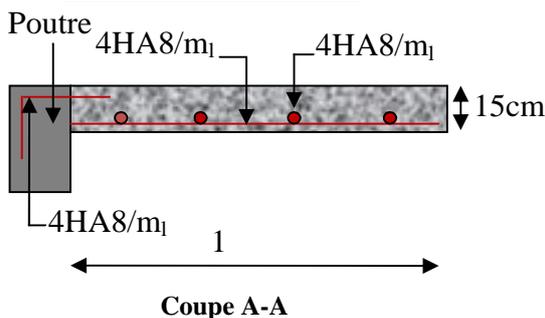


Figure.III.3.3.schéma de ferrailage des dalles des balcons

III.4.Escaliers :

Les escaliers ont pour rôle d’assurer la liaison entre les différents niveaux.

Notre ouvrage comprend deux types

- Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire.
- Escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires.

• **Un escalier à deux volées avec un palier intermédiaire**

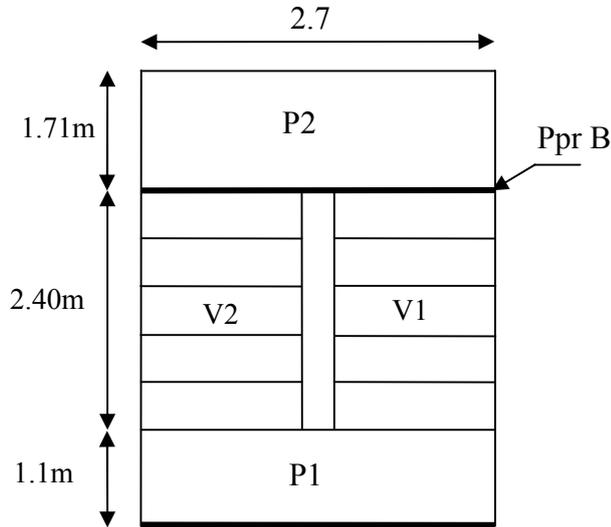


Figure III.4.1 vue en plan de 1^{er} type d’escalier

III.4.1. Etude du 1^{er} type Escalier (étage courant):

- Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire.

$G_v = 10.675 \text{ KN/m}^2$ $G_p = 6.26 \text{ KN/m}^2$

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

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

ELS : $q_s = G + Q$

Tableau III.4.1. Calcul des charges de l’escalier

	$q_{\text{volée}} \text{ (KN/ml)}$	$q_{\text{palier}} \text{ (KN/ml)}$
l’ELU	18.1613	12.201
l’ELS	13.175	8.76

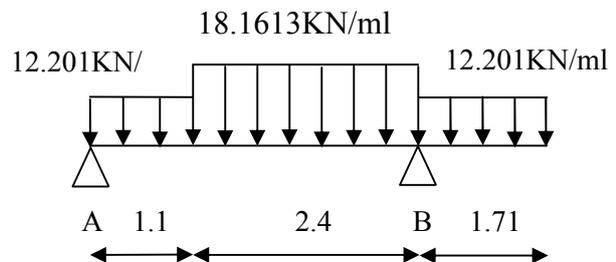
AL’ELU :

$\sum M / A = 0$

$\sum / = 0$

$RB = 56.7124 \text{ KN}$.

$RA = 21.1595 \text{ KN}$.



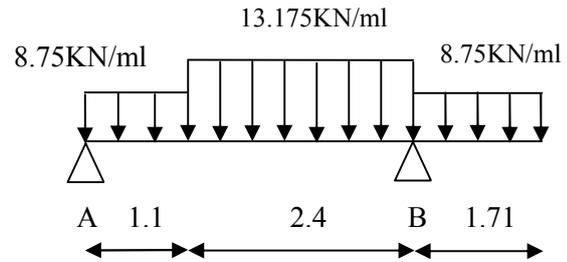
AL'ELS :

$$\sum M / A = 0$$

$$\sum / = 0$$

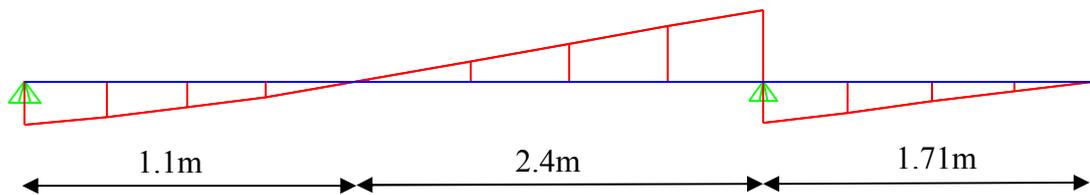
$$RB = 40.9320 \text{ KN.}$$

$$RA = 15.3036 \text{ KN.}$$

**b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :****b-1) Effort tranchant :**

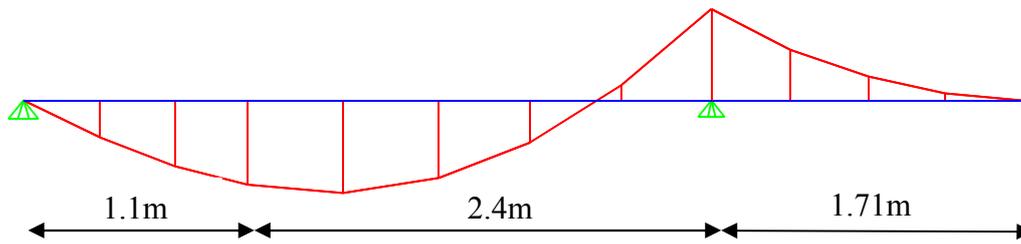
Tronçon	X (m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 1,10$	0	-21.16
	1,10	-7.74
$1,10 \leq x \leq 3,5$	1,10	-7.74
	3.5	35.85
$0 \leq x \leq 1,71$	1.71	-20.86
	0	0

- Diagramme des efforts tranchant :**

**b-2) Moments fléchissant :**

Tronçon	X (m)	ELU	ELS
$0 \leq x \leq 1,10$	0	0	0
	1,10	15.89	11.53
$1,10 \leq x \leq 3,5$	1,10	15.89	11.53
	3.5	-17.84	-12.81
$0 \leq x \leq 1,71$	1.71	-17.84	-12.81
	0	0	0

- **Diagramme des moments:**



Le moment $M_Z(x)$ est maximal en travée pour la valeur de $x = 1.58\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 17.52\text{KN.m}$.
Le moment $M_Z(x)$ est maximal aux appuis pour la valeur de $x=3.5\text{m}$ d'où $M_{Za}^{\max} = -17.84\text{KN.m}$.

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

Aux appuis : $M = -0.3 \times M_Z^{\max} = -0.5 \times 17.84 = -8.92\text{KN.m}$

En travée : $M = 0.85 \times M_Z^{\max} = 0.75 \times 17.52 = 13.14\text{KN.m}$

III.4.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \cdot e) = (100 \cdot 20)\text{ cm}^2$.

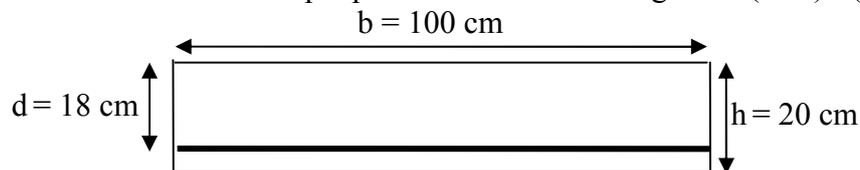


Figure III.4.3: Schéma de la section à ferriller.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.4.2. Résultat de ferrailage de l'escalier étage courant

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min}	A adoptée (cm ²)	St (cm)
En travée	13.14	0.0302	0.0384	0.1723	2.19	2.11	5HA10=3.93	20
En appui	8.92	0.0205	0.0259	0.1732	1.4800	2.11	5HA10=3.93	20

III.4.3. Vérifications à ELU et à ELS :**III.2.3.1. Vérification à l'ELU :**

- ❖ vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4\text{Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 4\text{Mpa}) = 3,33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{35,85 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,175} = 0,2\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,2\text{Mpa} < \bar{\tau}_u 3,33\text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times f_{t28}/f_e = (0,23 \times 1 \times 0,175 \times 2,1/400) \times 10000 = 2,11\text{cm}^2$$

$$\text{En travée } A_t = 3,93\text{cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$\text{En appui } A_a = 3,93\text{cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

- ❖ Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4$$

$$\text{En travée } A_{rt} = 3,93/4 = 0,9825\text{cm}^2$$

$$\text{En appuis } A_{ra} = 6,65/4 = 0,9825\text{cm}^2$$

$$A_{rt} = 4\text{HA } 8 = 2,01\text{cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25\text{cm}$$

$$A_{ra} = 4\text{HA } 8 = 2,01\text{cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25\text{cm}$$

- ❖ Vérification de l'espacement des armatures :

$$- \text{Armatures principales: } S_t \leq \min(3 \times e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{vérifiée.}$$

$$- \text{Armatures secondaires: } S_t \leq \min(4 \times e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{vérifiée.}$$

III.2.4.2. Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- ❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1,5 \rightarrow \text{pour les (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2,83\text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{\text{umax}}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\Sigma U_i = 5 \cdot 3.14 \cdot 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{35.85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.175 \times 0.1884} = 1.179 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{ser}} < \bar{\tau}_{\text{ser}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte de compression du béton

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

• En appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0$$

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

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

$$y = 0.0405$$

$$I = 1.3686 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} = 1.8973 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié.}$$

• En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0$$

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

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

$$y = 0.0405$$

$$I = 1.3686 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} = 2.8331 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.4.3.Vérification des contraintes

Type	Mser (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
1	Appuis	6.4038	1.3686	0.0405	1.8973	15
	Travées	9.5625	1.3686	0.0405	2.8331	15

On constate que toutes les conditions sont vérifiées.

❖ **Etat limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche :**

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

- 1) $\frac{L}{i} \geq \frac{350}{\sigma_{bc}}$ L : portée libre est égale a 350 Cm
- 2) $\frac{M_t}{M_o} \geq \frac{1}{10}$ Mt : moment max en travée a L'ELS
Mo :
- 3) $\frac{A_s}{A} \leq \frac{1}{10}$ A : section des armatures est égale a
- $\frac{1}{10} = \frac{1}{10} = 0,057 < \frac{1}{10} \longrightarrow$ condition non vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.
La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : [1]

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{350}{500} = 0.7$

Tableau III.4.4. Différentes charges

	J (charges permanentes sans revêtements)	g (charges permanentes avec revêtements)	P (charges combinées)
Volée	8.055	10.675	13.175
Palier	5	6.25	8.75
M _{ser} (KNm)	5.9	7.925	9.5625

$$I = 1.3686 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32456.59 \text{ MPa.}$$

$$Y = 0.0405 \text{ m}$$

$$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$L = 3.5 \text{ m}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$= \frac{1}{10} = 0.00218$$

$$= 0.05 \times \frac{f_{t28}}{5} = 9.63$$

$$= 0.4 = 3.8532$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - d)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right) = \frac{1}{100 \times 20} \left(\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 18 \right) = 10.5306 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.5306 = 9.4694 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.5306^3 + 9.4694^3) + 15 \times 3.93 \times (9.237 - 2)^2$$

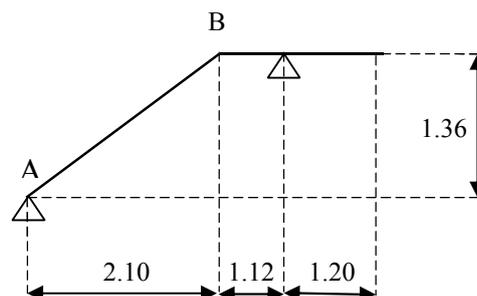
$$I_0 = 67670 \text{ cm}^4$$

Le tableau III.2.5. illustre les résultats de calcul de la différente flèche

Tableau.III.4.5. Evaluation de la flèche

Calcul de f_{ji} :	196.5539Mpa	= 0.0371	= 5.486×10^{-4}	= 8.4892×10^{-4}
Calcul de f_{gi} :	= 260.4	= 0.1599	= 2.93×10^{-4}	= 0.0021m.
Calcul de f_{pi} :	= 321.35Mpa	= 0.2510	= 2.18×10^{-4}	= 0.0035m.
Calcul de f_{gv} :	/		= 4.61×10^{-4}	= 0.0050m.
<p>Donc ; $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.0055 \text{ cm} < 0.7 \text{ cm}$ c'est vérifié.</p>				

B) Escaliers du RDC :



• **Un escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires :**

III.4.1. Etude du 2^{ème} type Escalier (RDC):

➤ Escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires.

$$G_v = 10.675 \text{ KN/m}^2 \quad G_p = 6.26 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

Tableau III.4.1. Calcul des charges de l'escalier

	q volée (KN/ml)	q palier (KN/ml)
l'ELU	18.1613	12.201
l'ELS	13.175	8.76

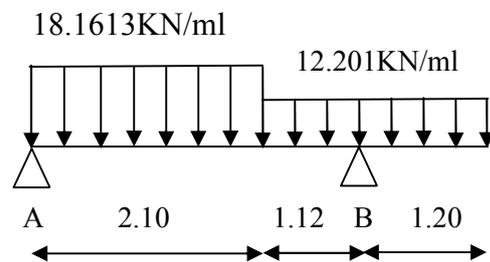
A L'ELU :

$$\sum M / A = 0$$

$$\sum / = 0$$

$$R_B = 41.09 \text{ KN.}$$

$$R_A = 25.35 \text{ KN.}$$



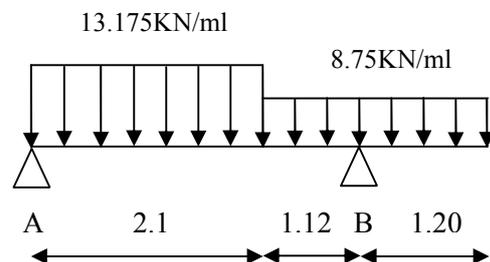
A L'ELS :

$$\sum M / A = 0$$

$$\sum / = 0$$

$$R_B = 29.57 \text{ KN.}$$

$$R_A = 18.39 \text{ KN.}$$

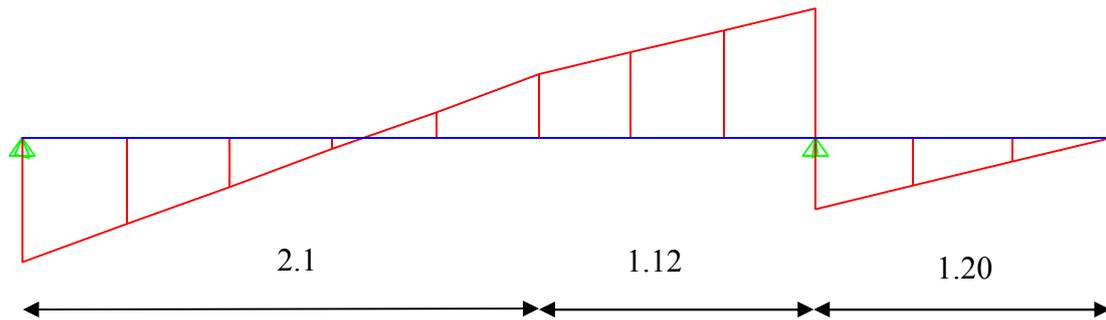


b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

b-1) Effort tranchant :

Tronçon	X (m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 2.1	0	-25.35
	2.1	12.79
2.1 ≤ x ≤ 3.22	2.1	12.79
	3.22	26.45
0 ≤ x ≤ 1.2	1.2	-14.64
	0	0

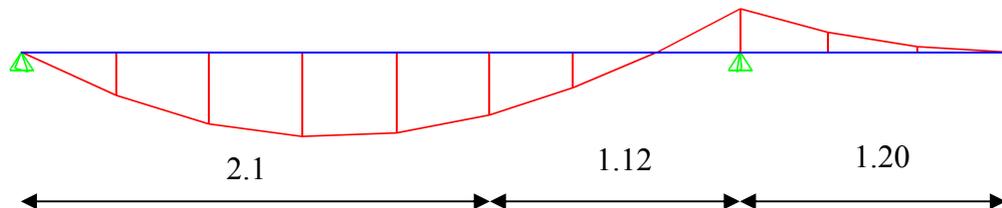
- **Diagramme des efforts tranchants :**



b-2) Moments fléchissant :

Tronçon	X (m)	ELU	ELS
$0 \leq x \leq 2.1$	0	0	0
	2.1	13.19	9.58
$2.1 \leq x \leq 3.22$	2.1	13.19	9.58
	3.22	-8.78	-6.30
$0 \leq x \leq 1.2$	1.20	-8.78	-6.30
	0	0	0

- **Diagramme des moments :**



Le moment $M_z(x)$ est maximal en travée pour la valeur de $x = 1.26\text{m}$ d'où $M_z^{\max} = 17.53\text{KN.m}$.
Le moment $M_z(x)$ est maximal aux appuis pour la valeur de $x = 3.48\text{m}$ d'où $M_{Za}^{\max} = 8.78\text{KN.m}$.

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

Aux appuis : $M = -0.3 \times M_z^{\max} = -0.5 \times 8.78 = -4.39\text{KN.m}$

En travée : $M = 0.85 \times M_z^{\max} = 0.75 \times 17.53 = 13.15\text{KN.m}$

III.2.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \cdot e$) = (100*20) cm².
 $b = 100$ cm

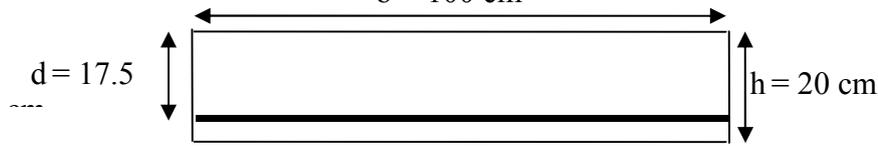


Figure III.4.3: Schéma de la section à ferrailer.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.4.2. Résultat de ferrailage de l'escalier étage courant

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	Amin	A opté
En travée	13.15	0.0302	0.0384	0.1723	2.1930	2.11	5HA10=3.93
En appui	4.39	0.0101	0.0127	0.1741	0.7245	2.11	5HA10=3.93

III.4.3. Vérifications à ELU et à ELS :**III.4.3.1. Vérification à l'ELU :**

❖ vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4 \text{Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 4 \text{Mpa}) = 3,33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{26.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.15 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u 3.33 \text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times f_{t28}/f_e = (0.23 \times 1 \times 0.175 \times 2.1/400) \times 10000 = 2.11 \text{cm}^2$$

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4$$

$$\text{En travée } A_{rt} = 3.93/4 = 0.9825 \text{cm}^2$$

$$\text{En appuis } A_{ra} = 3.93/4 = 0.9825 \text{cm}^2$$

$$A_{rt} = 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_{ra} = 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'espacement des armatures :**

– Armatures principales: $S_t \leq \min(3 \times e, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} > 25 \text{cm}$ vérifiée.

– Armatures secondaires: $S_t \leq \min(4 \times e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$ vérifiée.

III.4.3.2.Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{\text{umax}}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\sum U_i = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{26.45 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.175 \times 0.1884} = 0.89 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte de compression du béton :

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

• En appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0$$

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

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

$$y = 0.0405$$

$$I = 1.3686 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$M_{ser} = 0.5 \times 6.3 = 3.15 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 0.9333 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifié.}$$

- **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0$$

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

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

$$y = 0.0399$$

$$I = 1.2877 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$M_{ser} = 0.75 \times 12.72 = 9.54 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 2.9567 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifié}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.4.3.Vérification des contraintes

Type		Mser (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
1	Appuis	3.15	1.2877	0.0399	0.9763	15
	Travées	9.54	1.2877	0.0399	2.9567	15

On constate que toutes les conditions sont vérifiées.

❖ **Etat limite de déformation :**

- **Vérification de la flèche :**

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

-1) $l \geq l_0$ L : portée libre est égale à 322 Cm

-2) $M_t \leq M_{t,lim}$ Mt : moment max en travée à L'ELS
 Mo : moment max en Appuis à L'ELS

-3) $A_s \geq A_{s,lim}$ A : section des armatures est égale à

$0.062 < 0.062 < 0.062$ → condition non vérifiée

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

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

[1]

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{322}{500} = 0.644$

Tableau III.3.4. Différentes charges

	J (charges permanentes sans revêtements)	g (charges permanentes avec revêtements)	P (charges combinées)
Volée	8.055	10.675	13.175
Palier	5	6.25	8.75
M _{ser} (KNm)	5.9	7.925	9.5625

$$I = 1.2877 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32456.59 \text{ MPa.}$$

$$Y = 0.0399 \text{ m}$$

$$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$L = 3.22 \text{ m}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$= \frac{1}{(1 + 0.00218)}$$

$$= 0.05 \times f_{t28}/5 = 9.633$$

$$= 0.4 = 3.8532$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - d')^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right) = \frac{1}{100 \times 20} \left(\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 18 \right) = 10.5306 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.536 = 9.464 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.5306^3 + 9.464^3) + 15 \times 3.93 (9.237 - 2)^2$$

$$I_0 = 67670 \text{ cm}^4$$

Le tableau III.2.5. illustre les résultats de calcul de la différence flèche

Tableau.III.4.5. Evaluation de la flèche

Calcul de f_{jz} :	169.9609 Mpa	= 0	= 7.4437×10^{-4}	= 4.480×10^{-4}
Calcul de f_{gi} :	= 225.3	= 0.0965	= 3.859×10^{-4}	= $0.0011 \times \text{m.}$
Calcul de f_{pi} :	= 277.99 Mpa	= 0.1883	= 2.647×10^{-4}	= 0.0021 m.

Calcul de f_{gv} :	/		$= 5.43 \times 10^{-4}$	$= 0.0030m.$
<p>Donc ;</p> $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.0035cm < 0.644cm \text{ c'est vérifié.}$				

III-5) Calcul de la poutre palière (étage courant) :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2,70 m (entre nu d'appuis).

III-5-1) Pré dimensionnement :

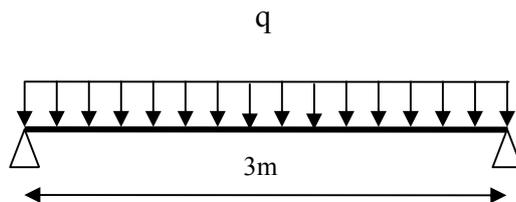


Fig III.4.1 : Schéma statique de la poutre palière.

- **Hauteur**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec

L_{\max} longueur de la poutre.

h_t hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3 \text{ m} \quad \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \quad \text{Donc : } 20 \leq h_t \leq 30$$

On adopte $h_t = 35 \text{ cm}$

- **Largeur**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'où : } 12cm \leq b \leq 21cm$$

On prend $b = 30cm$

D'après : [Art .7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b=30 \geq 20 \text{ cm.} \\ h=35 \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b=35/30=1.16 \leq 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

III-5-2) Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

Réaction de palier a L'ELU : $R_B = 56.7124 \text{ KN}$

Réaction de palier a L'ELS : $R_{Bs} = 40.932 \text{ KN}$

III-5-3) Combinaison de charges :

- **ELU :** $q_u = 1.35 G + R_b + 1.5 \times 2.5 = (1.35 \times 2.625) + 56.712 = 64.01 \text{ KN}$
 $q_u = 60.01 \text{ KN/ml}$
- **ELS:** $q_s = G + R_{bs} + 2.5 = 2.625 + 40.932 = 46.057 \text{ KN}$
 $q_s = 46.057 \text{ KN/ml}$

- Schéma statique :

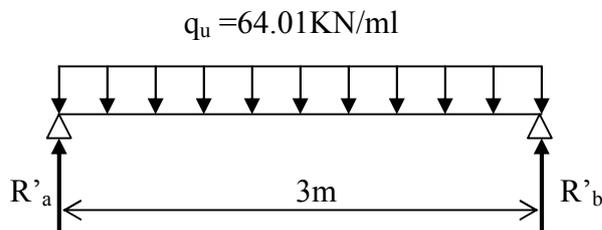


Fig III.4.2 : Schéma statique à l'E.L.U.

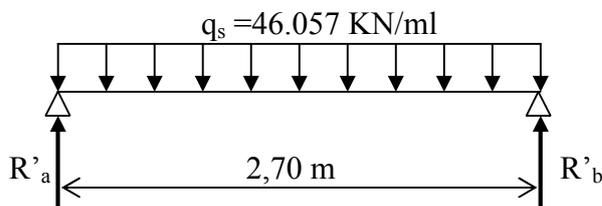


Fig III.4.3 : Schéma statique à l'E.L.S.

III-5-4) Calcul des efforts internes :**A l'E.L.U:**

- **Moment fléchissant**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{64.01 \times 3^2}{8} = 72 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{64.01 \times 3}{2} = 96 \text{ KN}$$

En tenant compte des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis** : $M_a = -0.5 \times 72 = -36 \text{ KN.m}$
- **En travée** : $M_t = 0.75 \times 72 = 54 \text{ KN.m}$

A l'E.L.S:

- **Moment fléchissant**

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{46.057 \times 3^2}{8} = 51.8 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis** : $M_a = -0.5 \times 51.8 = -25.9 \text{ KN.m}$
- **En travée** : $M_t = 0.75 \times 51.8 = 38.85 \text{ KN.m}$

III.5.5) Ferrailage à l'E.L.U :**-Calcul des armatures principales :**

En travée : $M_t = 54 \text{ KN.m}$; $M_a = 36 \text{ KN.m}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 32.5 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Tableau III.4.2. Résultat de ferrailage de la poutre palière

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	Amin
En travée	54	0.12	0.1603	0.3042	5.1016	1.1954
En appui	36	0.08	0.1044	0.3114	3.3217	1.1954

NB : Le **RPA99** exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section selon l'article 7.5.2.1 d'où :

$$5.65 + 3.39 = 9.01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$9.01 > 5.25 \Rightarrow$ exigence vérifiée.

III-5-6) Vérification à l'ELU (BAEL 91 modifiées 99) :**a) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1) :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,325 \times \frac{2,1}{400} = 1,177 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{96 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,325} = 0,98 \text{ Mpa}$$

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

$$0,98 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Calcul à la torsion :

Le moment de torsion est engendré par les charge ramenés les paliers et la volée il est égale au moment à l'appui $M_t = 0,5 \times 17,84 = 8,92 \text{ KN}$.

Calcul la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M}{2 \times \omega \times e}$$

$$\phi = \min(b, h) = 30 \text{ cm}$$

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

La surface ω :

$$\omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_T = \frac{M_t}{2 \times \omega \times e} = \frac{8,92 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0,05} = 1,19 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_r^2} = \sqrt{0.98^2 + 1.19^2} = 1.54 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau} < \tau$ ya pas de risque de rupture par cisaillement

$$A_l = \frac{Mt \times U \times 1.15}{2 \times \omega \times fe}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times (0.25 + 0.30) = 1.1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{8.92 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.0875 \times 400} \times 10000 = 1.612 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

1-En flexion :

Diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

h : hauteur totale d'élément ($h=35\text{cm}$).

ϕ_1 : diamètre minimal d'armatures longitudinales=12mm.

b : Largeur d'élément ($b = 30\text{cm}$).

$$\phi_t = \text{Min} \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, \phi_1 \right\} = (10; 30; 12)$$

Soit : $\phi_t \leq 10\text{mm}$. $\Rightarrow \Phi_t = 8\text{mm} = 0.5\text{cm}^2$.

$$S_t = \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = 34.2\text{cm}$$

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

-Exigence du R.P.A99 version 2003 Art .7.5.2.2 :

L'espacement est calculé comme suit :

$$\textbf{Zone nodale} : S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min\{10, 9.6\} = 9.6\text{cm}$$

Soit : $S_t = 9.6\text{cm}$

$$\textbf{Zone courante} : S_t = \frac{h}{2} = 20\text{cm}$$

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

2-En torsion :

$$\frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{Mt}{2 \times \omega} \text{ si on fixe l'espace } t = 20\text{cm}$$

$$A_t = \frac{Mt \times t \times \gamma_s}{2 \times \omega \times f_e} = \frac{17.838 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.0875 \times 400} \times 10000 = 0.586\text{cm}^2$$

A la flexion simple : un espace $t=20\text{cm}$
 $t = 20\text{cm} < \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) = 34.2\text{cm}$

$$(1) A_t = \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} \times 10000 = 0.6\text{cm}^2$$

$$(1) A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})b \times t}{f_e} = \frac{(0.764 - 0.3 \times 2.1) \times 0.3 \times 0.2}{400} \times 10000 = 0.201\text{cm}^2$$

$$A_t = 0.6\text{cm}^2$$

Donc : conclusion pour la poutre palière :

$A_t = A_{tF, \text{simple}} = 0.98\text{cm}^2$.et un espace $S_t = 20\text{cm} \Rightarrow 2T8$

Armature longitudinales :

Appuis : $3.3217 + 0.5 \times 1.612 = 4.1277 \Rightarrow 3HA14 = 4.62\text{cm}^2$

Travées : $5.1016 + 0.5 \times 1.612 = 5.90 \Rightarrow 3HA16 = 6.03\text{cm}^2$

III-5-7) Vérifications à l'ELS :**a) Etat limite de compression du béton :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,2)**

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

Tableau.III.4.3.Vérification des contraintes

	Mser (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En Travée	38.85	5.5081	0.1131	7.9738	15
En appuis	25.9	4.5074	0.1016	5.8377	15

d) Vérification de la flèche :(BAEL 91 modifiées 99 Art B.6.5,2)

On peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{300} = 0,133 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,133 \geq \frac{M_t^s}{10 \times M_0} = 0,1 = \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{6,03}{30 \times 32,5} = 6,18 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Donc : conclusion pour la poutre palière :

$A_t = A_{t_{F.\text{simple}}} = 0,98 \text{cm}^2$.et un espacement $S_t = 20 \text{cm} \Rightarrow 2\text{T}8$

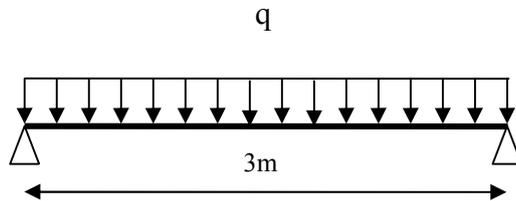
Armature longitudinales :

Appuis : $3,3217 + 0,5 \times 1,612 = 4,1277 \Rightarrow 3\text{HA}14 = 4,62 \text{cm}^2$

Travées : $5,1016 + 0,5 \times 1,612 = 5,90 \Rightarrow 3\text{HA}16 = 6,03 \text{cm}^2$

III-5-8) Schémas de ferrailage

Le schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant et la poutre palière est montré sur la planche ci après.

III-6) Calcul de la poutre palière(RDC) :**III-6-1) Pré dimensionnement :****Fig III.4.1 : Schéma statique de la poutre palière.**

- **Hauteur**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec

L_{\max} longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.
 h_t hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3 \text{ m} \quad \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \quad \text{Donc : } 20 \leq h_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte $h_t = 35 \text{ cm}$

- **Largeur**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'où : } 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

D'après : [Art .7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm.} \\ h = 35 \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b = 35/30 = 1.16 \leq 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

III-6-2) Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

Réaction de palier à L'ELU : $R_B = 41.09 \text{ KN}$

Réaction de palier à L'ELS : $R_{Bs} = 29.57 \text{ KN}$

III-6-3) Combinaison de charges :

ELU $q_u = 1.35 G + R_b + 1.5 \times 2.5 = (1.35 \times 2.625) + 41.09 + 1.5 \times 2.5 = 48.38 \text{ KN}$
 $q_u = 48.38 \text{ KN/ml}$

ELS $q_s = G + R_{bs} + 2.5 = 2.625 + 29.57 + 2.5 = 34.69 \text{ KN}$
 $q_s = 34.69 \text{ KN/ml}$

- **Schéma statique :**

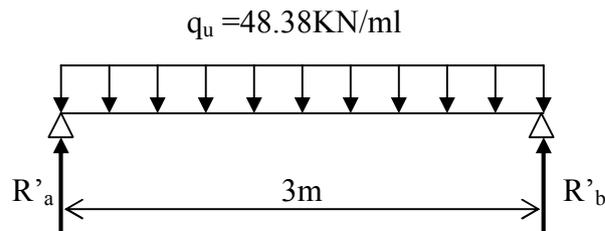


Fig III.4.2 : Schéma statique à l'E.L.U.

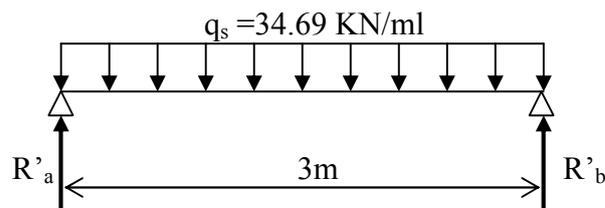


Fig III.4.3 : Schéma statique à l'E.L.S.

III-6-4) Calcul des efforts internes :**A l'E.L.U.:**

- **Moment fléchissant**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{48.38 \times 3^2}{8} = 54.43 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{48.38 \times 3}{2} = 72.57 \text{ KN}$$

En tenant compte des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_a = -0.5 \times 54.43 = -27.21 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0.75 \times 54.43 = 40.82 \text{ KN.m}$

A l'E.L.S:• **Moment fléchissant**

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{34.69 \times 3^2}{8} = 39.02 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis** : $M_a = -0.5 \times 39.02 = -19.51 \text{ KN.m}$
- **En travée** : $M_t = 0.75 \times 39.02 = 29.265 \text{ KN.m}$

III-6-5) Ferrailage à l'E.L.U :**-Calcul des armatures principales :**

$$h=35\text{cm} ; d = 32.5\text{cm} ; b=30\text{cm}$$

Tableau III.4.2.Résultat de ferrailage de la poutre palière

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	Amin
En travée	40.82	0.0907	0.1191	0.3095	3.7897	1.17
En appui	27.21	0.0605	0.0780	0.3149	2.4833	1.17

NB : Le **RPA99** exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section selon l'article 7.5.2.1 d'où :

$$3.39+2.36= 5.75\text{cm}^2$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.35}{100} = 5.25\text{cm}^2$$

III-6-6) Vérification à l'ELU (BAEL 91 modifiées 99) :**d) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1) :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.325 \times \frac{2.1}{400} \times 10000 = 1.17 \text{ cm}^2$$

e) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{72.57 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.325} = 0.74 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = \min(2.5; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$0.74 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f) Calcul à la torsion :

Le moment de torsion est engendré par les charge ramenés les paliers et la volée il est égale au moment à l'appui $M_t = 0.5 \times 8.78 = 4.39 \text{ KN}$.

Calcul la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_t}{2 \times \omega \times e}$$

$$\phi = \min(b, h) = 30 \text{ cm}$$

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

La surface ω :

$$\omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_T = \frac{M_t}{2 \times \omega \times e} = \frac{4.39 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0.05} = 0.58 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.74^2 + 0.58^2} = 0.94 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau} > \tau$ ya pas de risque de rupture par cisaillement

$$A_l = \frac{M_t \times U \times 1.15}{2 \times \omega \times f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times (0.25 + 0.30) = 1.1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{4.39 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.0875 \times 400} \times 10000 = 0.79 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :**En flexion :**

Diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

h : hauteur totale d'élément ($h=35\text{cm}$).

ϕ_1 : diamètre minimal d'armatures longitudinales= 12mm .

b : Largeur d'élément ($b = 30\text{cm}$).

$$\phi_t = \text{Min} \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, \phi_1 \right\} = (10; 30, 12)$$

Soit : $\phi_t \leq 10\text{mm}$. $\Rightarrow \Phi_t = 8\text{mm} = 0.5\text{cm}^2$.

$$S_t = \min \{ 0.9d; 40\text{cm} \} = 34.2\text{cm}$$

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

-Exigence du R.P.A99 version 2003 Art .7.5.2.2 :

L'espacement est calculé comme suit :

$$\textbf{Zone nodale} : S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{ 8.75; 12 \} = 8.75\text{cm}$$

Soit : $S_t = 8.75\text{cm}$

$$\textbf{Zone courante} : S_t = \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}$$

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

III-6-7) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5.2)

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

Tableau.III.2.3.Vérification des contraintes

Mser (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m^4)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
46.057	8.9050	0.1330	6.8782	15

d) Vérification de la flèche :(BAEL 91 modifiées 99 Art B.6.5.2)

On peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \end{array} \right.$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{Mpa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{3.22} = 0.1087 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.1087 \geq \frac{M^S}{10 \times M_0} = 0.1 = \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{At}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 3.42 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Donc : conclusion pour la poutre palière :

$$At = At_{F.simple} = 0.98 \text{cm}^2 \text{ et un espacement } S_t = 20 \text{cm} \Rightarrow 2T8$$

Armature longitudinales :

$$\text{Appuis : } \Rightarrow 3HA14 = 4.62 \text{cm}^2$$

$$\text{Travées : } \Rightarrow 3HA16 = 6.03 \text{cm}^2$$

III-6-8) Schémas de ferrailage :

Le schéma de ferrailage de l'escalier RDC et la poutre palière est montré sur la planche ci après.

III-7) Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III-7-1) Prédimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **La hauteur h_t :**

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$$

Avec :L :la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **La largeur b :**

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

Sachant que $L = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{300}{15} = 20 \quad \frac{L}{10} = \frac{300}{10} = 30$$

Ce qui donne $20 \leq h_t \leq 30$

On prend $h_t = 35 \text{ cm}$

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 21 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$.

III-7-2) Vérification aux exigences du RPA(Art 7.4.1) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.2 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées}$$

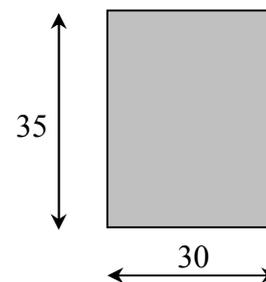


Fig III-7-1: Dimensions de la poutre chaînage

III-7-3) Evaluation des charges et surcharges :❖ **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{KN/ml}$
- Poids du garde-corps : 1KN/ml
- Poids du plancher: $(5.26 \times 0.65/2) = 1.7095 \text{KN/ml}$
- Poids du mur : $2.81 \times 2.71 = 7.6151 \text{KN/ml}$

$$G_T = 12.95 \text{KN/ml.}$$

❖ **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1.5 \times (0.65/2) = 0.487 \text{KN/ml.}$$

III-7-4) Combinaisons de charges :

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5q = 1.35 \times 12.95 + 1.5 \times 0.487 = 18.213 \text{KN/ml.}$
- **ELS** : $q_s = G + Q = 12.95 + 0.487 = 13.437 \text{KN/ml.}$

III-7-5) Etude de la poutre a l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

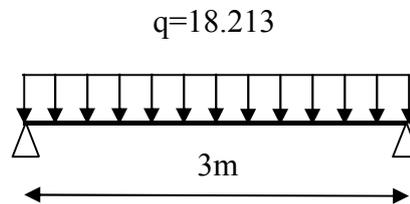


Fig III-7-2 : Schéma statique de la poutre de chaînage

a) **Calcul des efforts :**

- **Calcul des moments :**

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{18.213 \times 3^2}{8} = 20.5$$

afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

En travée :

$$M_t = 0.75 \times 20.5 = 15.375 \text{KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a = -0.5 \times 20.5 = -10.25 \text{KN.m}$$

• **Calcul des réactions d'appuis:**

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 18.213 \times \frac{3}{2} = 27.32 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 27.32 \text{ KN}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III-7-1: Résultat de ferrailage de l'escalier étage courant

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	Amin	A adoptée (cm ²)
En travée	15.375	0.0342	0.0435	0.3193	1.3835	1.1954	3HA12=3.39
En appui	10.25	0.0228	0.0288	0.3213	0.9168	1.1954	3HA12=3.39

III-7-6) Vérification à l'ELU: (BAEL 91 modifiées 99)

❖ **Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2,1}{400} \times 10000 = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 < (A_t = 3.39 \text{ cm}^2, A_u = 3.39 \text{ cm}^2) \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{27.32 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.325} = 0.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{t28}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

❖ **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35} = 10 ; \frac{300}{10} = 30 ; 1.2 \right\} = 1 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 = 2.01 cm²

Selon le (BAEL91 modifié 99Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 33; 40\text{cm}) = \min(29,7; 40) = 29,7\text{cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40\text{MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{30 \times 20} = 1,34\text{MPa} > 0,322\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :**

• **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, \phi_t\right) = \min(8,75 ; 12)$$

Soit $S_t = 8,75\text{cm}$

• **En zone courante (travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$$

Soit $S_t = 17,5\text{cm}$

- **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 17,5 \times 30 = 1,575\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_{\min} = 1,575\text{cm}^2 \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

III-7-7) Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS :

$$q_s = 13,43\text{KN/m}$$

1) Calcul des efforts :

b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 13,43 \times \frac{3^2}{8} = 15,1\text{KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,5 \times 15,10 = -7,55\text{KN.m}$$

- **En travée:**

$$M_t = 0.75 \times 15.1 = 11.32 \text{ KN.m}$$

2) vérification de la résistance du béton à la compression :

Tableau III-7-2 : vérification de la résistance du béton à la compression

Type	Mser (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
travée	11.32	3.5371	0.0894	2.8616	15	vérifiée
appuis	7.55	3.5371	0.0894	1.9077	15	vérifiée

3) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

Tableau III-7-3 : Etat limite d'ouverture des fissurations

Type	Mser (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	Y (m)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
travée	11.32	3.5371	0.0894	113.1143	201.63	vérifiée
appuis	7.55	3.5371	0.0894	75.4429	201.63	vérifiée

4) Vérification de la flèche :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{11.32}{10 \times 15.1} = 0.075 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.00342 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-7-8) Schémas de ferrailage :

Le schéma de ferrailage de la poutre de chaînage est montré sur la planche ci après.

III-8) Calcul de la salle machine:**Introduction:**

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur de caractéristique identique, de surface $(2,60 \times 3,30) \text{m}^2$, de vitesse d'entraînement $V=(1\text{m/s})$, pouvant charger 8 personnes de 6.3KN, la charge totale que transmet les système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

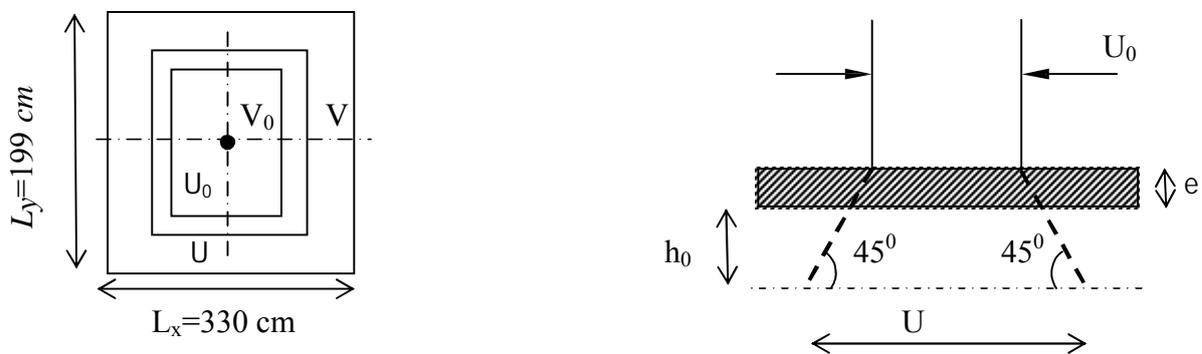


Fig III.8.1 : Diffusion de la charge dans le feuillet

III-8-1) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{330}{30} = 11 \text{ cm}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12cm, on opte pour $e_p=15 \text{ cm}$.

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

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{260}{330} = 0,79 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens}$$

On a :

$$U = U_0 + 2 \begin{cases} e + h_0 \\ V = V_0 + 2 e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

$(U_0 \times V_0)$: Surface de contact ($U_0 = V_0 = 100 \text{ cm}$)

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

h_0 : Hauteur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

e : Epaisseur de revêtement ($e = 5$)

ξ : Revêtement en béton ($\xi = 1$)

Donc :

$$\begin{cases} U = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \\ V = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

III-8-2) Détermination des sollicitations :

❖ A L'ELU :

$$\begin{cases} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN/ml (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) + 1,5 \times 1 = 8,04 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{cases}$$

❖ A L'ELS :

$$\begin{cases} P_s = P = 100 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III-8-3) Calcul des moments:

▪ Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + M_2) \\ M_y = P(M_1 + M_2) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} = 0 \text{ à ELU} \\ = 0,2 \text{ à ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficient donné par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{260}{330} = 0,79 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{125}{260} = 0,48 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{125}{330} = 0,37 \end{array} \right. \Rightarrow \text{à partir des abaques de PIGEAUD et après une interpolation on aura :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,1281 \\ M_2 = 0,0966 \end{array} \right.$$

❖ **A L'ELU : = 0**

$$M_{x1} = P_u(M_1 + M_2) = P_u M_1 = 135 \times 0,1281 = 17,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u(M_1 + M_2) = P_u M_2 = 135 \times 0,0966 = 13,04 \text{ KN.m}$$

▪ **Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle pleine**

-Cas de charge uniformément répartie :

On a :

$$= 0,79 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,577 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_x^2 \end{array} \right. \quad \text{On a } q_u = 8,04 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$M_{x2} = 0,0576 \times 8,04 \times (2,60)^2 = 3,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,577 \times 3,13 = 1,81 \text{ KN.m}$$

III-8-4) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 17,29 + 3,13 = 20,42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13,04 + 1,81 = 14,85 \text{ KN.m}$$

III-8-5) Ferrailage:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1 m.

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle, au niveau des appuis, on affecte les moments calculés du coefficient «0,3» au niveau des appuis et de «0,85» en travées

On a :

$$\text{Sens X-X} \begin{cases} M_a = 0,3M_x \\ M_t = 0,85M_x \end{cases} \quad \text{Sens Y-Y} \begin{cases} M_a = 0,3M_y \\ M_t = 0,85M_y \end{cases}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bu}} \quad ; \quad A_s = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s}$$

Tableau III-8-1 : Calcul du ferrailage de la salle machine

Zone	Sens	M _u (KN.m)	b	β	A _s (cm ²)	A adoptée (cm ²)		S _t (cm)
Sur appuis	X-X	6,13	0,026	0,987	1,37	2,01	4HA8	25
	Y-Y	4,45	0,019	0,990	0,99	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	17,36	0,072	0,963	3,98	4,71	6HA10	16
	Y-Y	12,62	0,052	0,973	2,86	3,01	6HA8	16

III-8-6) Vérifications :**1) vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité : (Art B.7, 4 / BAEL91 modifié en 99) :**

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \times b \times h$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

A_x, A_y : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y »

ρ₀ : Taux d'armatures (acier HA FeE400 : ρ₀ = 0,0008)

L_x, L_y : Dimension de la dalle avec L_x ≤ L_y

▪ **Aux appuis :**

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \times b \times h = \frac{0,0008}{2} \left[3 - \frac{2,60}{3,30} \right] \times 100 \times 15 = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 1,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travée :**

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < \phi = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Ecartement des barres : (Art A.5.2, 42 /BAEL91 modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

▪ **Armatures A_x parallèles à L_x :**

$$S_t < \min (3 h; 33 \text{ cm})$$

$$\min (3 h; 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 16 \text{ cm en travée.}$$

$$S_t < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Armatures A_y parallèles à L_y :**

$$S_t < \min (4 h; 45 \text{ cm})$$

$$\min (4 h; 45 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 16 \text{ cm en travée}$$

$$S_t < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL91 modifié 99)

$$P_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2(U + V) = 2(125 + 125) = 500 \text{ cm} = 5 \text{ m}$$

$$P_u = 135 \text{ KN/ml} \leq \frac{0,045 \times 5 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 562,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa} \} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Au milieu de U, On a :

$$V_u = \frac{P_u}{2U + V} = \frac{135}{(2 \times 1,25) + 1,25} = 36 \text{ KN}$$

Au milieu de V, On a :

$$V_v = \frac{P}{3U} = \frac{135}{3 \times 1,25} = 36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{36 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,28 \text{ Mpa}$$

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

2) vérification à l'ELS :**a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :**

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

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

On a : $P_s = P = 100 \text{ KN}$; $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = 100(0,1281 + 0,2 \times 0,0966) = 14,742 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 100(0,0966 + 0,2 \times 0,1281) = 12,22 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,79 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,577 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0576 \times 5,85 \times (2,60)^2 = 2,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,577 \times 2,28 = 1,32 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,742 + 2,28 = 17,02 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,22 + 1,32 = 13,54 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

▪ Aux appuis :

$$M_x = 0.3 M_x = 5,106 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.3 M_y = 4,062 \text{ KN.m}$$

▪ En travées:

$$M_x = 0.85 M_x = 14,467 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_y = 11,509 \text{ KN.m}$$

d) État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc pas de vérification à faire.

e) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

- **Aux appuis** : $M_x = 5,106 \text{KN.m}$; $M_y = 4,062 \text{KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100A_x}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \rightarrow \beta_1 = 0,935 \rightarrow k_1 = 62,4 \\ A_y = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100A_y}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \rightarrow \beta_1 = 0,935 \rightarrow k_1 = 62,4 \end{array} \right.$$

Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{M_x}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{5,106 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 208,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{M_y}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{4,062 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 166,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- **En travées** : $M_x = 14,467 \text{KN.m}$; $M_y = 11,509 \text{KN.m}$

$$A_x = 4,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100A_x}{b \times d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 13} = 0,36 \rightarrow \beta_1 = 0,907 \rightarrow k_1 = 38,76$$

$$A_y = 3,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100A_y}{b \times d} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 13} = 0,23 \rightarrow \beta_1 = 0,922 \rightarrow k_1 = 49,5$$

Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{M_x}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{14,467 \times 10^3}{0,907 \times 13 \times 4,71} = 260,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{M_y}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{11,509 \times 10^3}{0,922 \times 13 \times 3,01} = 319,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

f) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis** :

Sens x-x : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{208,99}{62,3} = 3,35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Sens y-y : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{166,26}{62,3} = 2,67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

▪ **En travées**

Sens x-x : $\sigma_{st} = \frac{M}{I} = \frac{100,00}{15,00} = 6,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa}$

Sens y-y : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{319,7}{49,5} = 6,46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Toutes les conditions sont vérifiées.

Ferrailage :

Le schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur est montré sur la planche ci après.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV-1 Introduction :

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel (Etabs), qui est un logiciel de calcul des structures par éléments finis.

IV-2 Description de logiciel l'etabs :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement .Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les Champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

IV-3 Méthodes de calculs :

Le calcul des forces sismiques selon le RPA 99 peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-3-1 Méthode statique équivalente :**a- Principe :**

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

b- Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et en zone IIa et 30m en zone III.
- Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncée en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 /Version2003

c- Calcul de la force sismique totale :

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

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA 99 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad [3]$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq .

" Critère q "	Pq	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0
2- Redondance en plan	oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	oui	0

Donc $Q = 1.1$

- **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) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad [3]$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à 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, il est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.2 Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30 0.40
3	Entrepôts, hangars, ...	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre projet on deux coefficient de pondération :
Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0,2$ (Etage courant)

Bâtiment à usage commercial $\Rightarrow \beta = 0,6$ (RDC)

- 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). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

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

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99** (Tableau 4.7)

$$sol\ ferme \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

T : période fondamentale de la structure est donnée par :

$$T = \min \begin{cases} C_T h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L}} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (formule 4.6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 28.56m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Pour notre cas on a contreventement mixte $\Rightarrow C_T = 0.05$RPA 99 (Tableau 4.6)

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considérée.

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad [3]$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$$

- Dans le sens xx' :

$$L_x = 19.4m \Rightarrow = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times 28.56^{\frac{3}{4}} = 0.6177 \\ \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{19.4}} = 0.583 \end{array} \right\} \Rightarrow = 0.583s$$

$$= 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.583} \right)^{2/3} = 1.85$$

- Dans le sens yy' :

$$L_y = 16.55m \Rightarrow = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times 28.56^{\frac{3}{4}} = 0.6177 \\ \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{16.55}} = 0.632 \end{array} \right\} \Rightarrow = 0.6177s$$

$$T = \min(0.583, 0.6177) \Rightarrow T = 0.583s$$

$$= 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.6177} \right)^{2/3} = 1.78$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$= 1.3 \times 0.583 = 0.7579s$$

- Le poids total de la structure:

$$W = G + \beta Q = 20992 \text{ KN}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.85 \times 1.1}{5} \times 20992 = 1281.56 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.78 \times 1.1}{5} \times 20992 = 1233.07 \text{ KN}$$

IV-3-2 Méthode d'analyse dynamique :

a- Principe de la méthode:

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

b- Les hypothèses :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds maitres.
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
4. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90%.

c-Calcul du spectre de réponse :

Le spectre de réponse est un ensemble se courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à une action sismique qui se produira dans le futur. Cette action sismique est représentée par le spectre suivant :

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

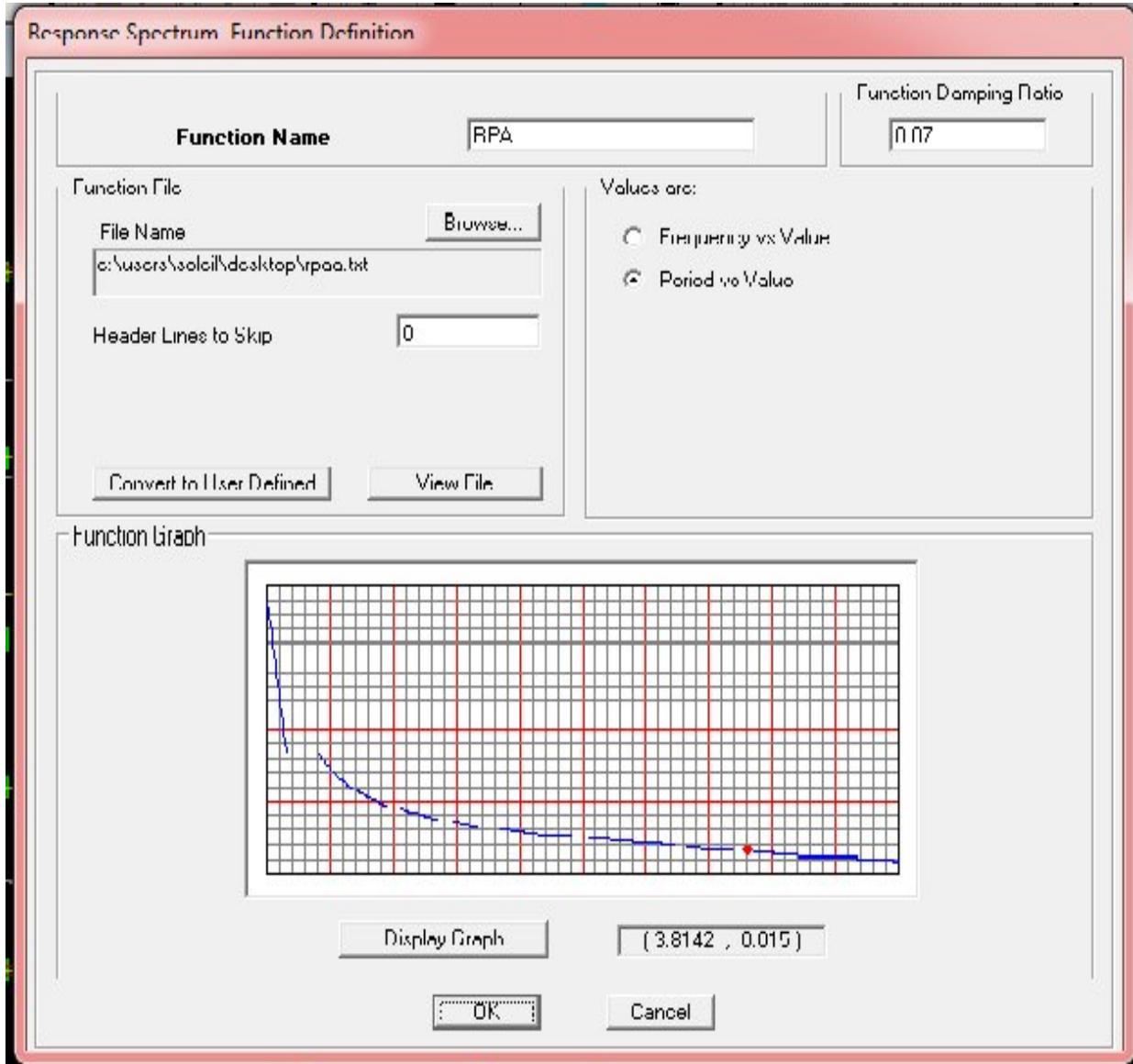


Figure IV.1 Spectre de repense.

d-Nombre de modes à considérer :

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

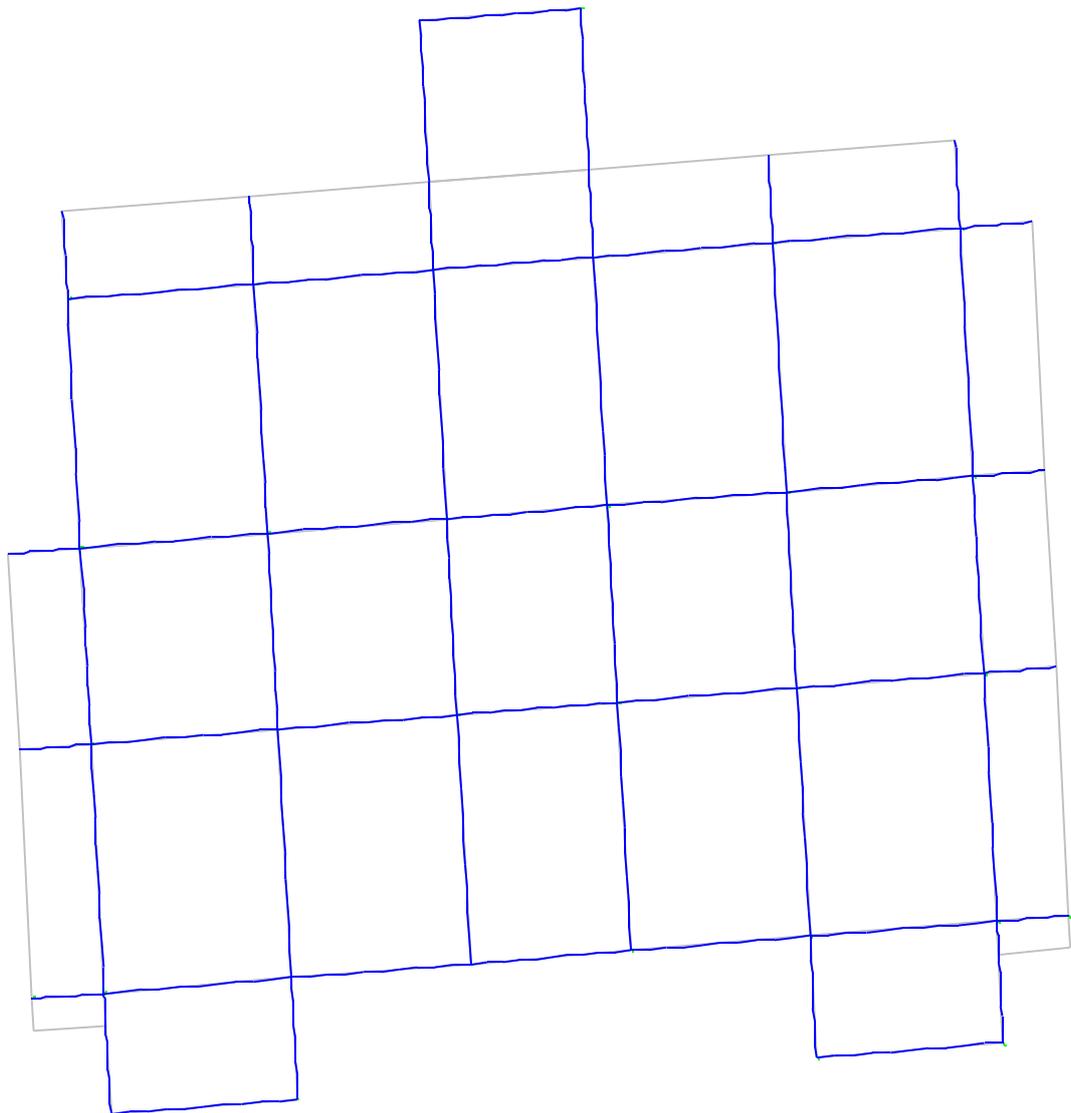
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20\text{sec}$ [3]

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

Dans notre cas le nombre de modes retenu est de 12 .

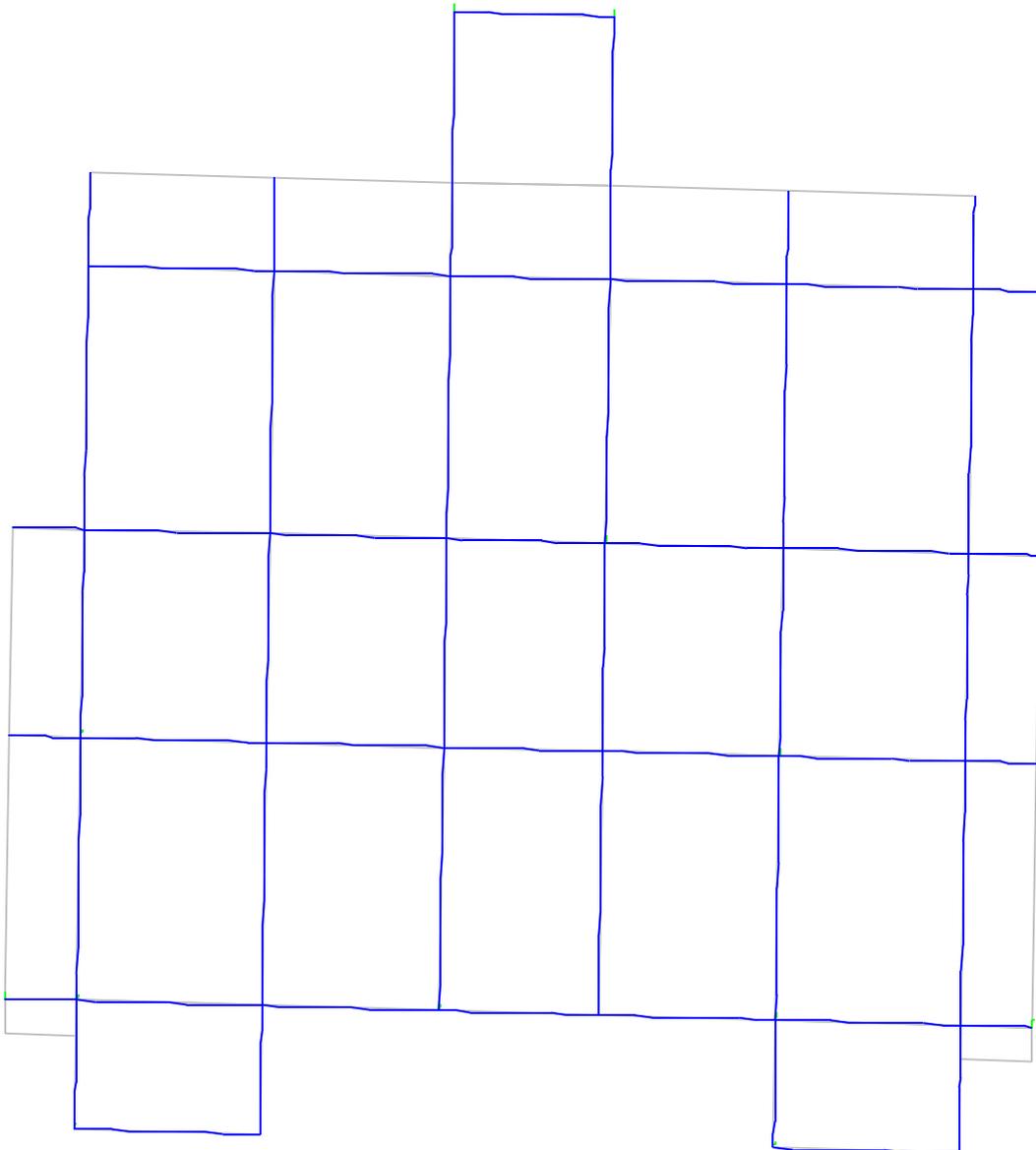
IV.3.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :**1. Modele frame :****• Mode 1 :**

$T=1.1756S$; $U_x=71.705$; $U_y=0.4396$; $R_z=11.037$



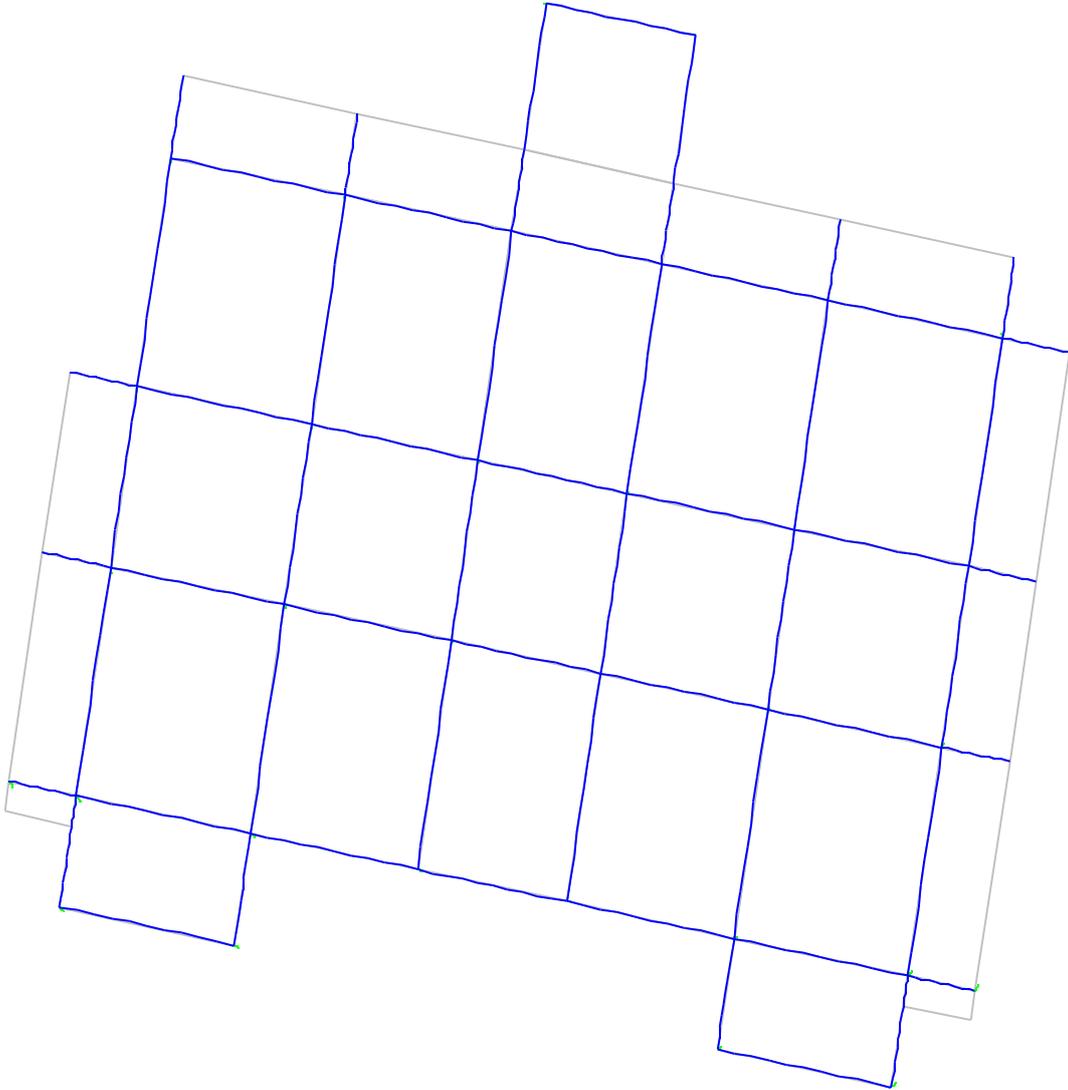
- **Mode 2 :**

$T=1.1159$; $U_x=0.9961$; $U_y=79.7682$; $R_z=0.58$



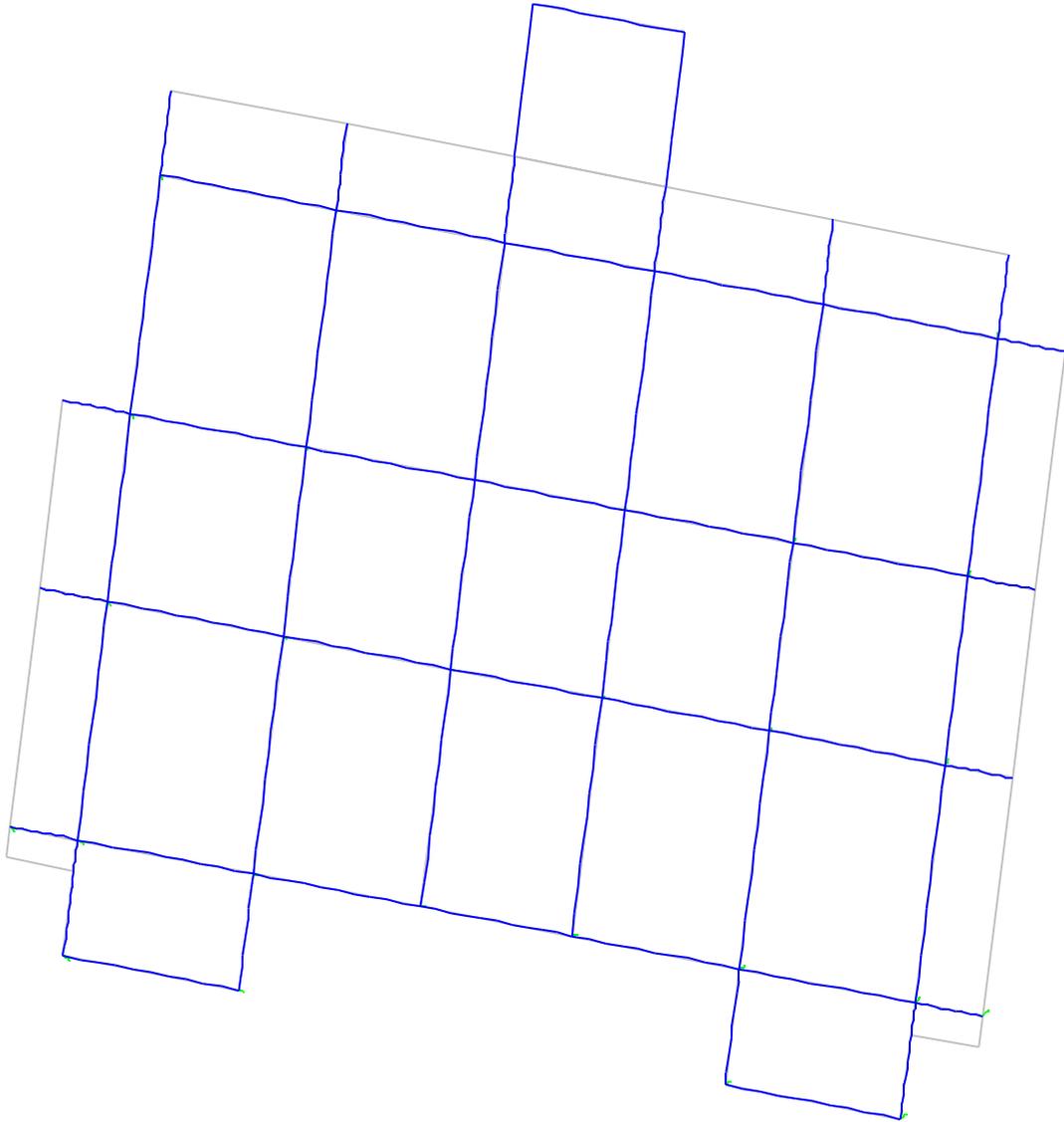
- **Mode 3 :**

$T=1.032186S$; $U_x= 9.5329$; $U_y=1.148$; $R_z=70.0311$



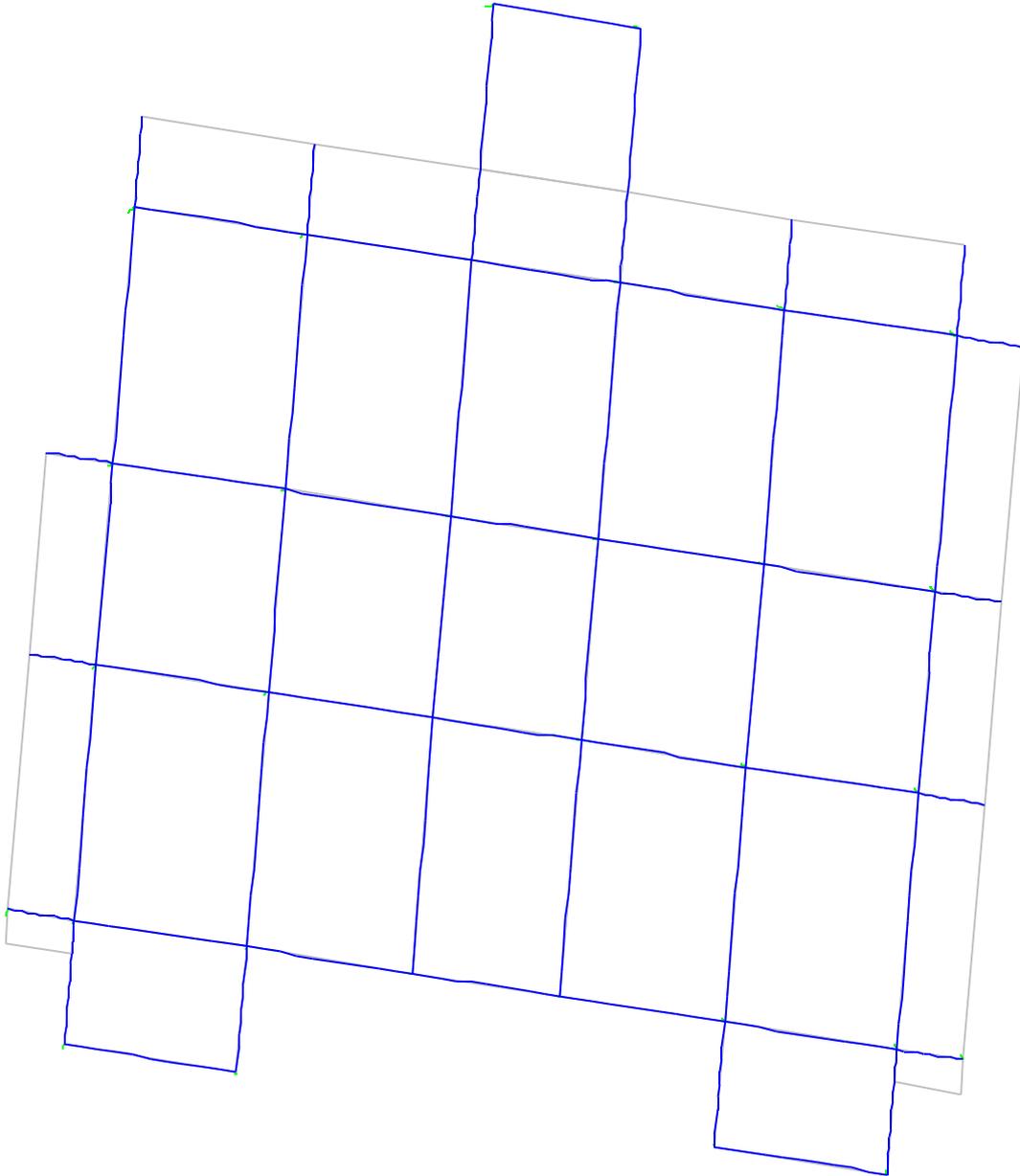
2. Modèle frame +escalier**• Mode 1 :**

$T=0.9797S$; $U_x=25.8043$; $U_y=0.3701$; $R_z=49.7995$



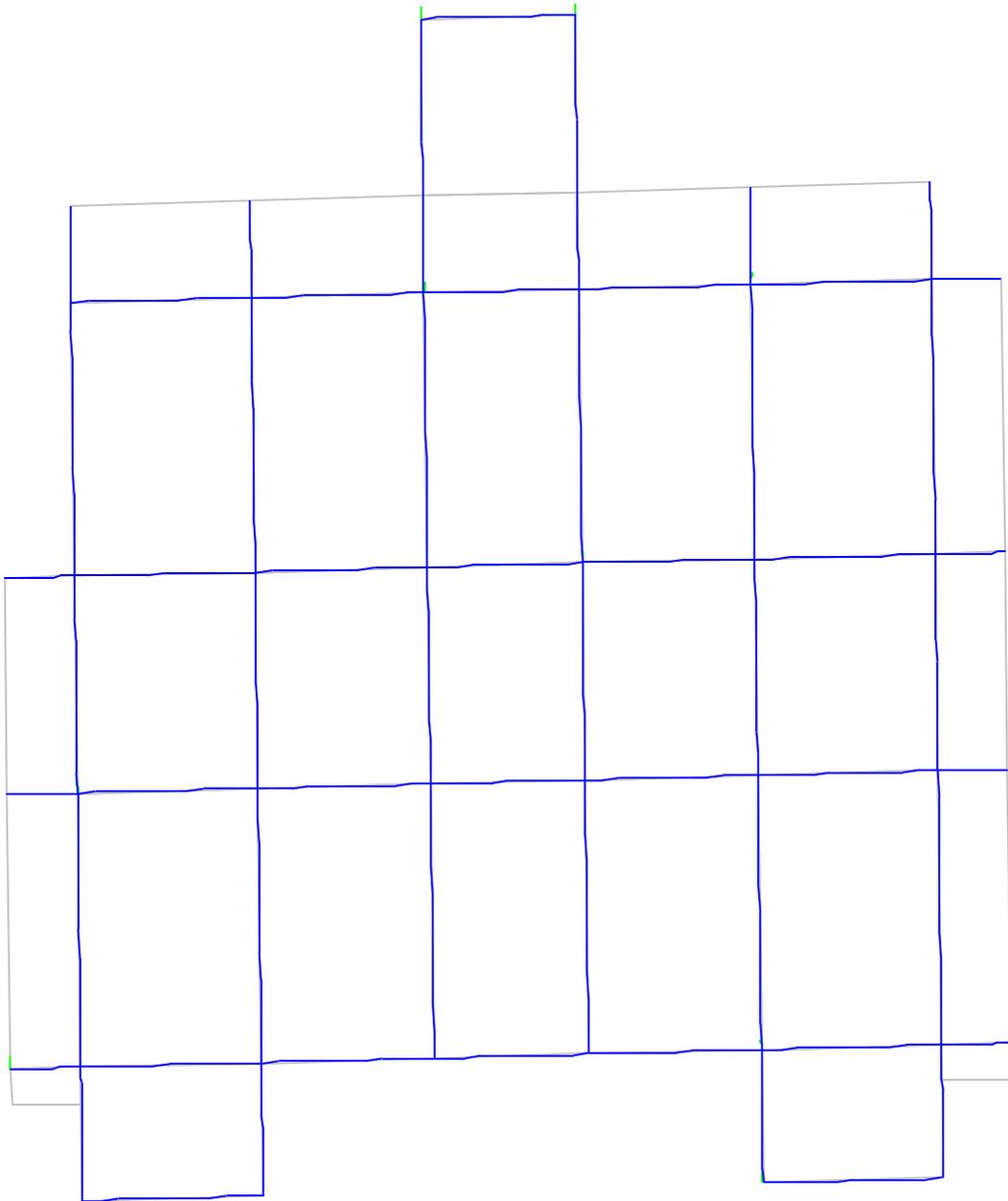
- **Mode 2 :**

$T=0.896469S$; $U_x=48.8088$; $U_y=0.0599$; $R_z=28.7652$



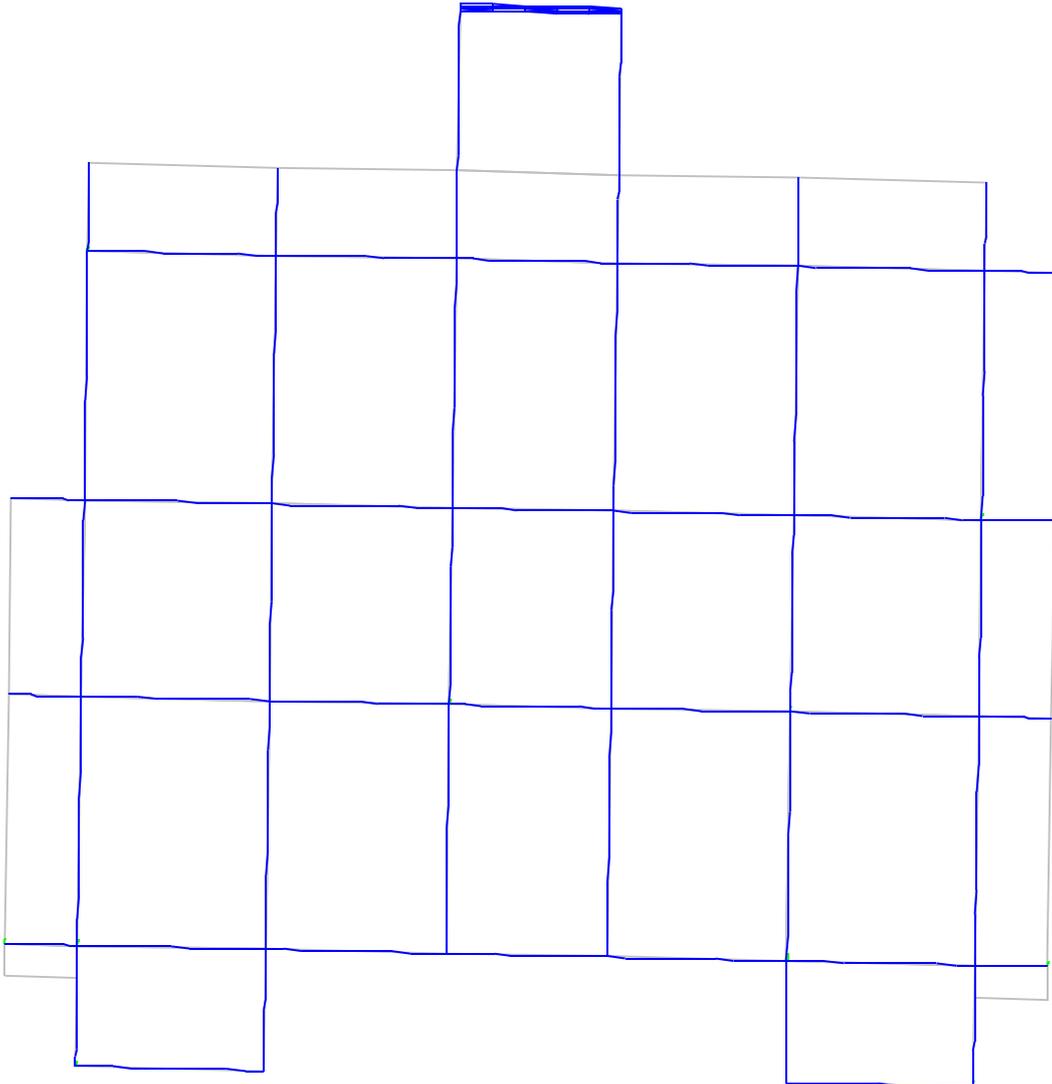
- **Mode 3 :**

$T=0.840492S$; $U_x=0.0194$; $U_y=72.8942$; $R_z=0.4261$



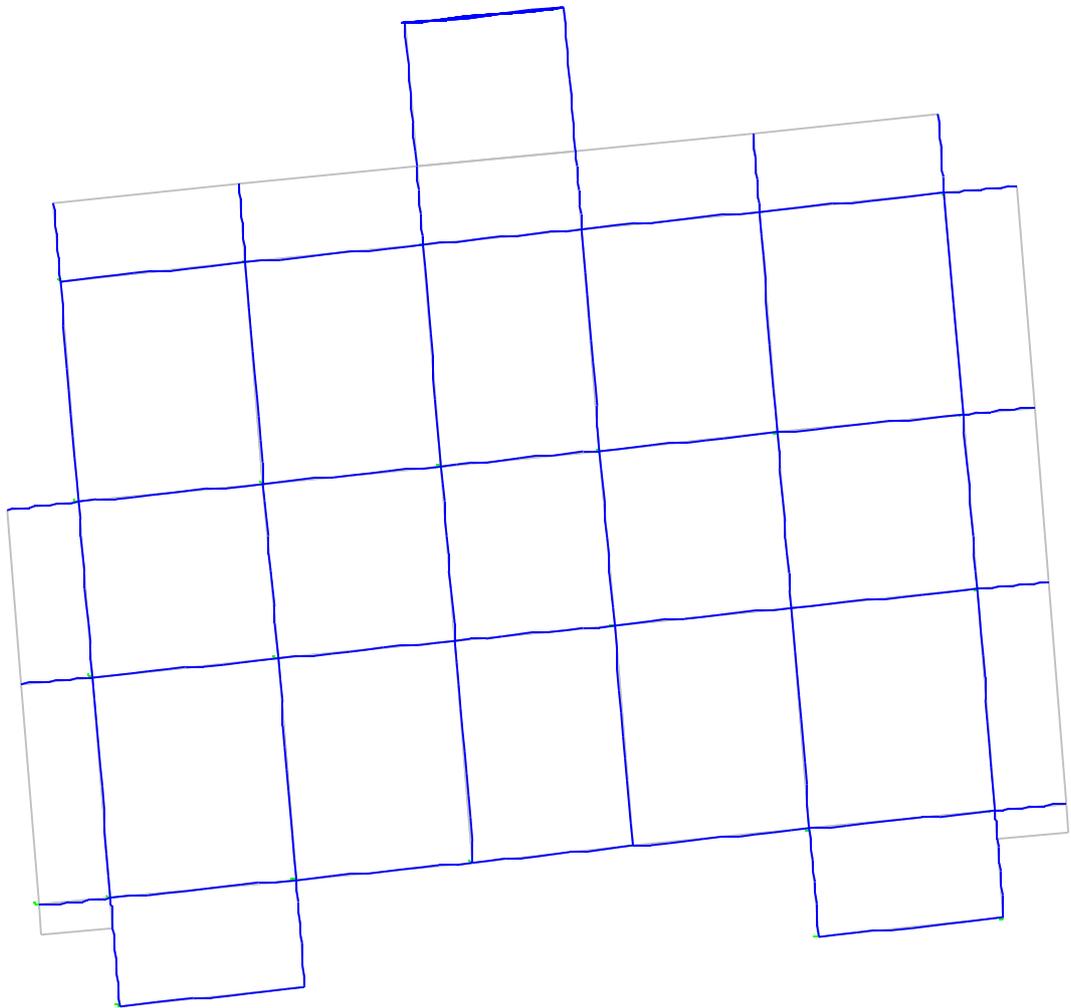
3. Modèle frame + ascenseur :**• Mode 1 :**

$T=1.069712$ S ; $U_x=56.8808$; $U_y=0.0639$; $R_z=23.4713$



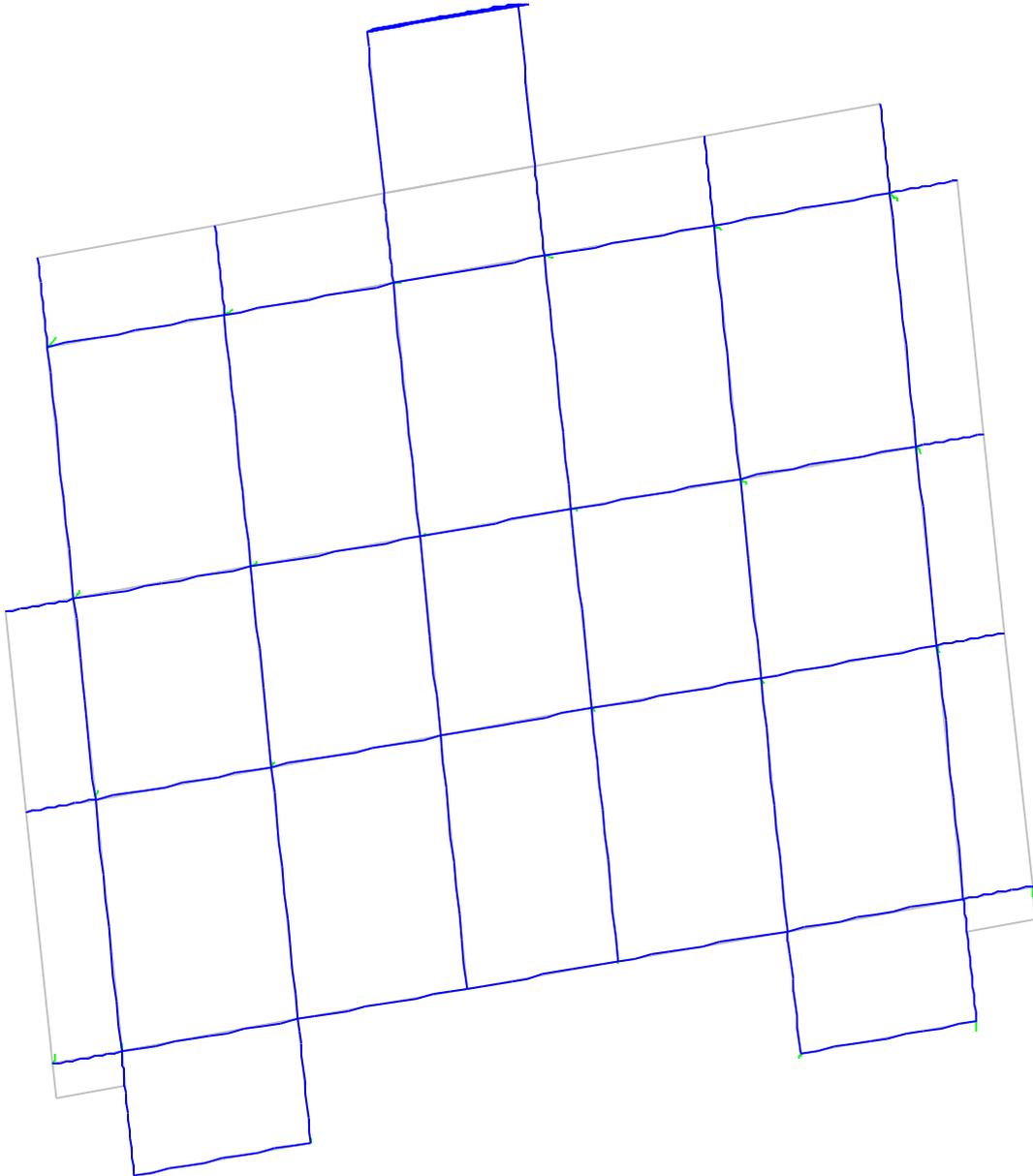
- **Mode 2 :**

$T=0.843338$ S ; $U_x=0.0893$; $U_y=73.4529$; $R_z=0$



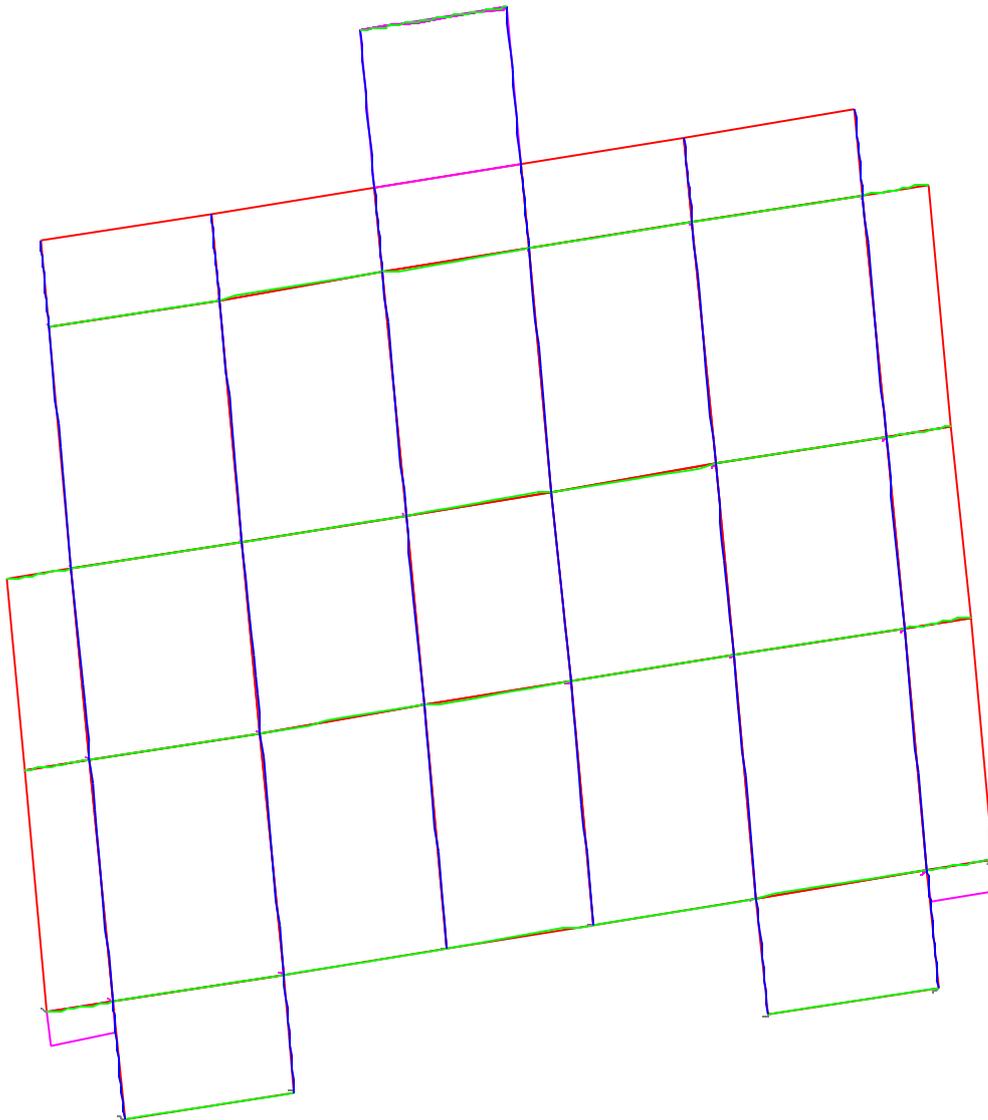
- **Mode 3 :**

$T=0.604951S$; $U_x=19.1417$; $U_y=0.0247$; $R_z=51.6197$



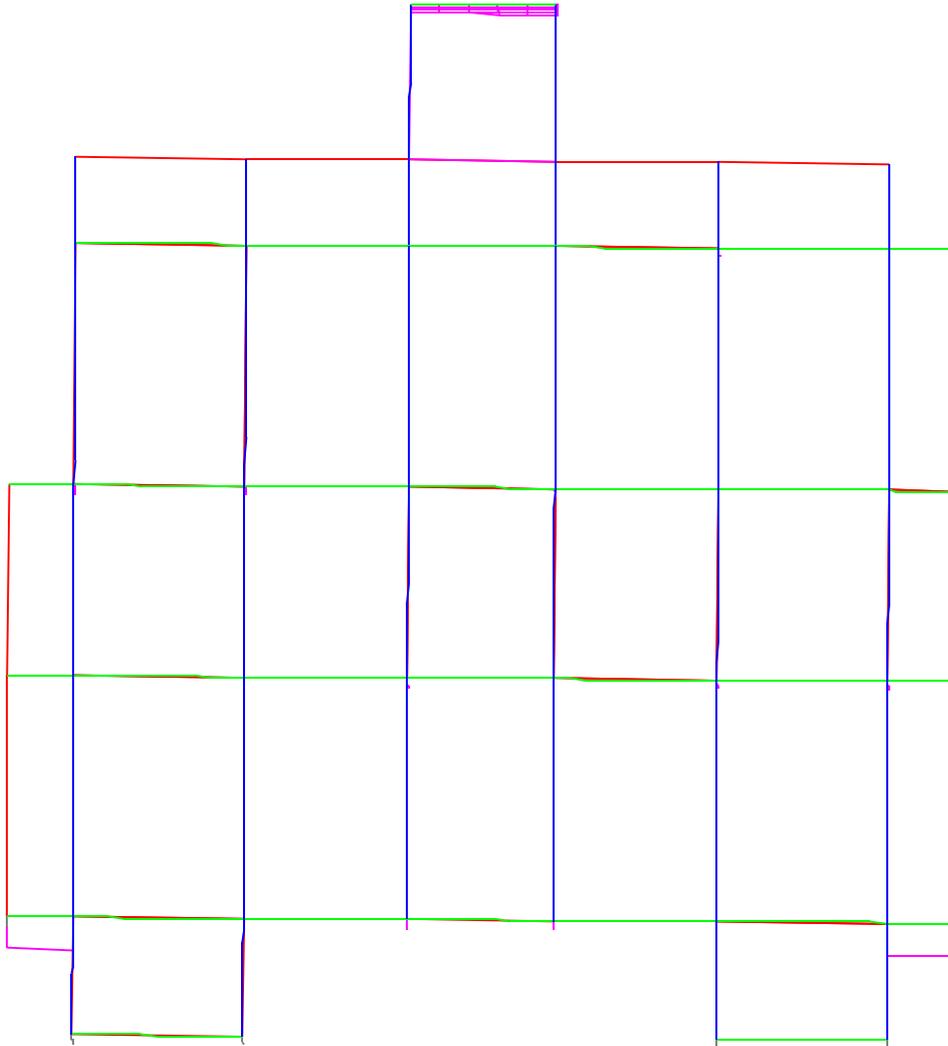
4. Modele frame + ascenseure +escalier :**• Mode 1 :**

$T=0.895136S$; $U_x=58.8972$; $U_y=0.0141$; $R_z=16.1155$



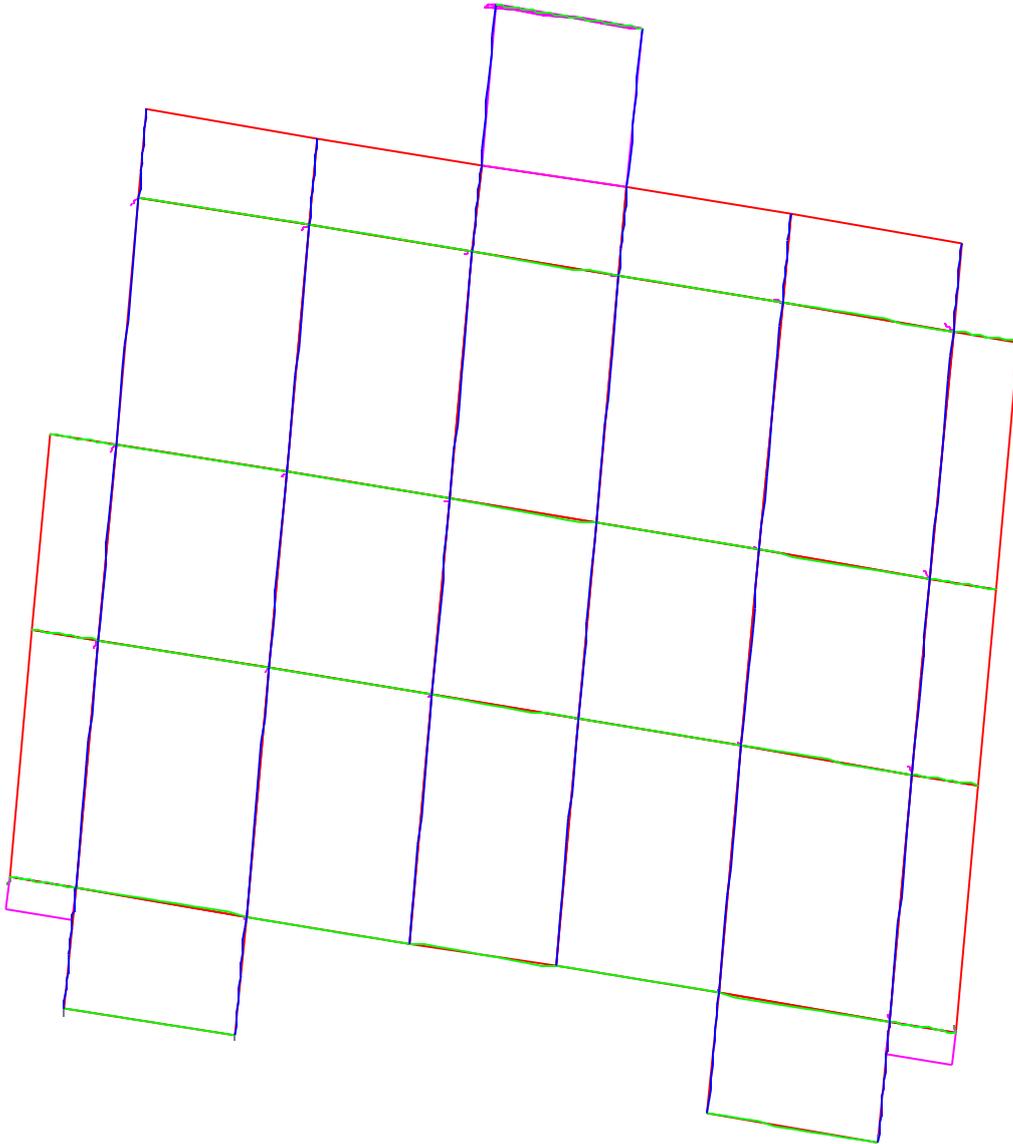
- **Mode 2 :**

$T=0.553748$; $U_x=0.0055$; $U_y=71.3035$; $R_z=0.0314$



- **Mode 3 :**

$T=0.547945S$; $U_x=12.6308$; $U_y=0.0178$; $R_z=59.3578$



IV-4 Disposition des voiles :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, version 2003, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La forme architecturale très restrictive de notre projet, n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventements.

La disposition pour la quelle nous avons opté est représentée sur la figure qui suit :

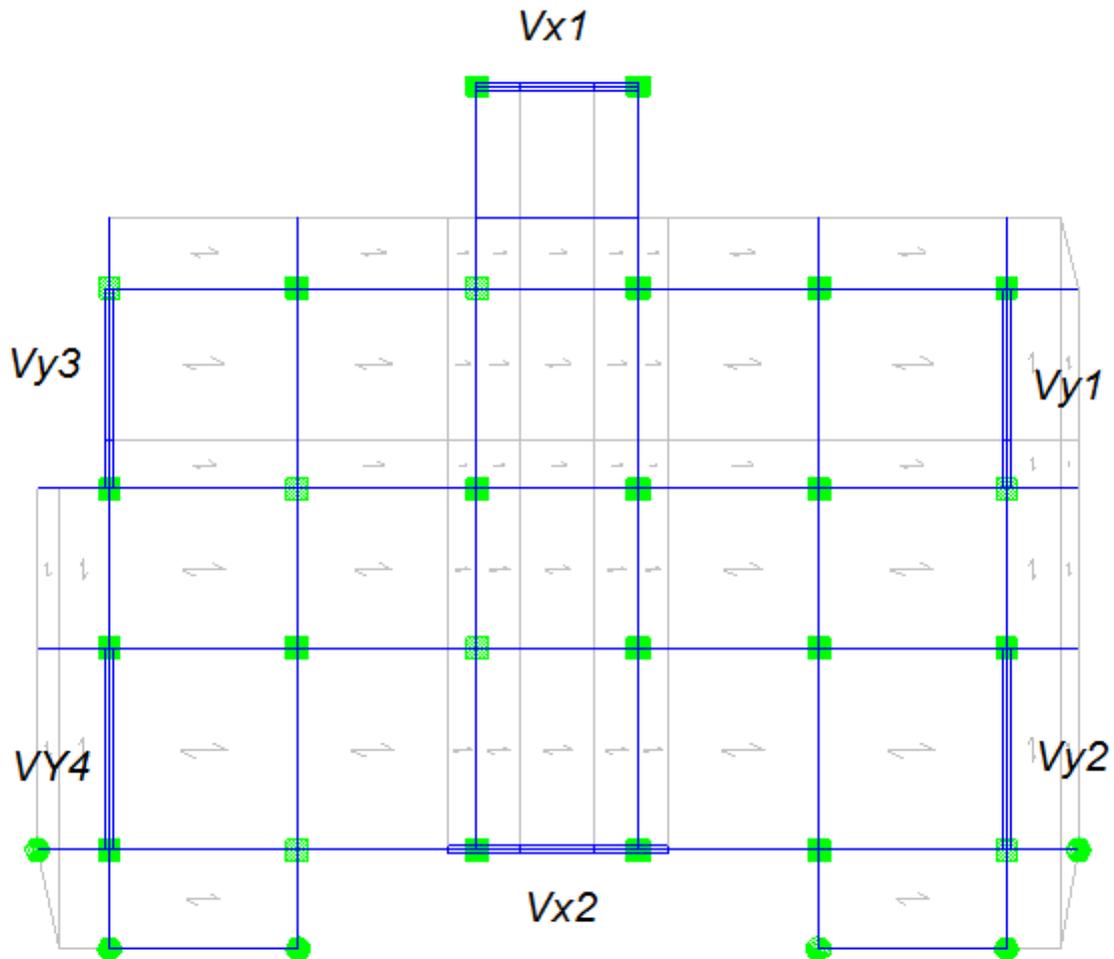


Figure IV.2. Disposition des voiles

IV.4.1. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :**Modèle frame +escalier+ascenseur+les voiles :**

- **Mode 1** : (translation suivant l'axe x-x)

$T = 0.652S$; $U_x = 68.72$; $U_y = 0.0022$; $R_z = 0.0494$

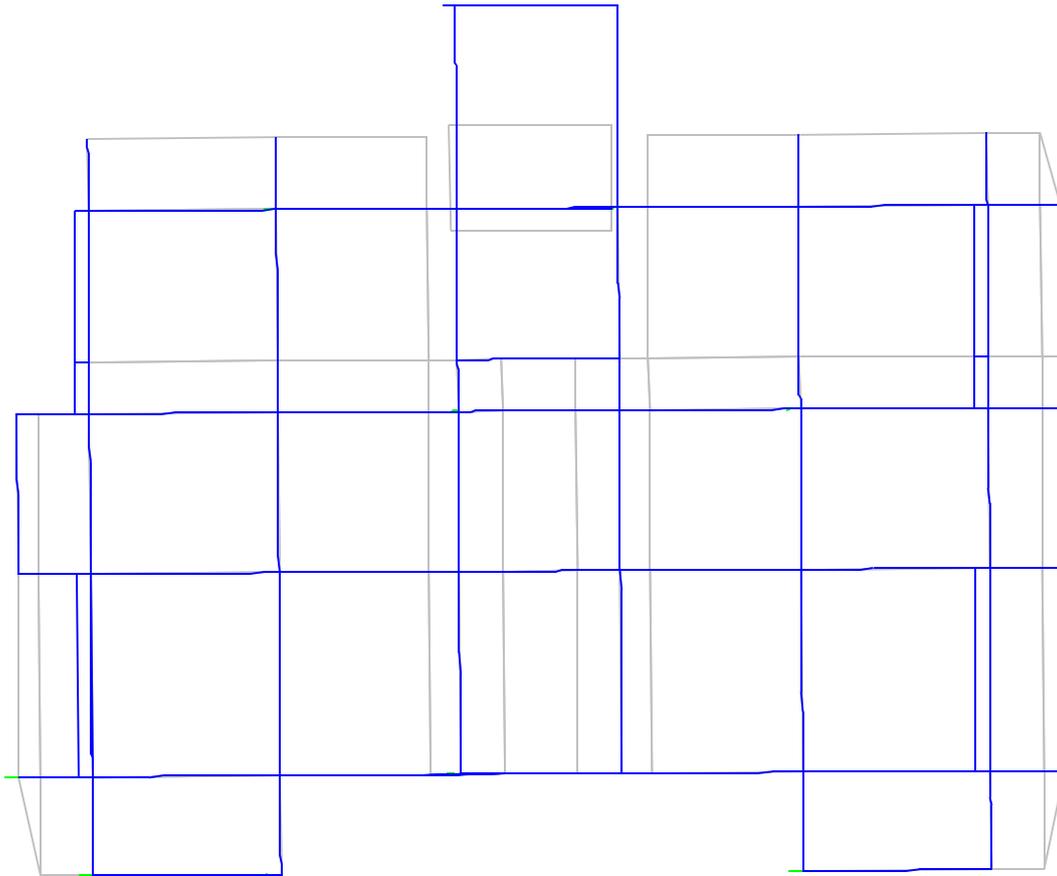


Figure IV.4 Vue en plan du 1^{er} mode vibration

- **Mode 2** : (translation suivant l'axe y-y)

$T=0.4427S$; $U_x=0.0031$; $U_y=67.90$; $R_z=0.0589$

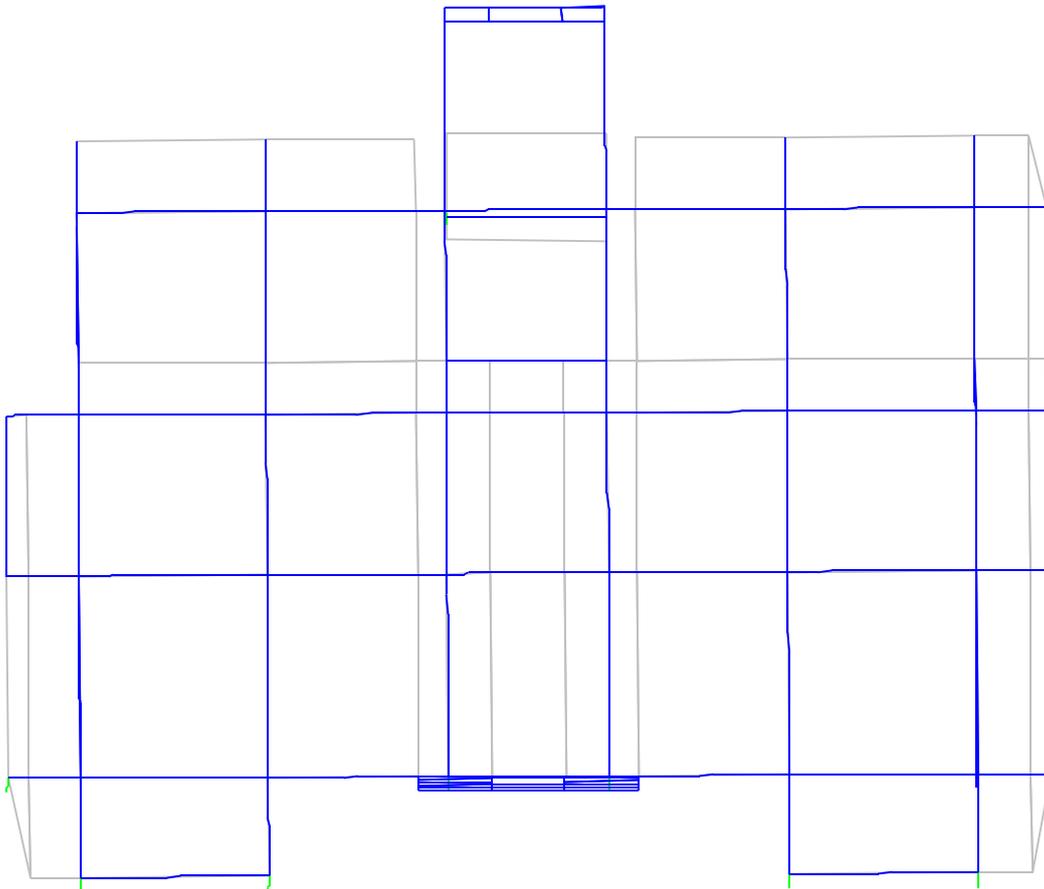


Figure IV.4 Vue en plan du 2^{ème} mode vibration

- **Mode 3** : (torsion par rapport à l'axe Z)

$T=0.3977S$; $U_x=0.0577$; $U_y=67.90$; $R_z=0.0589$

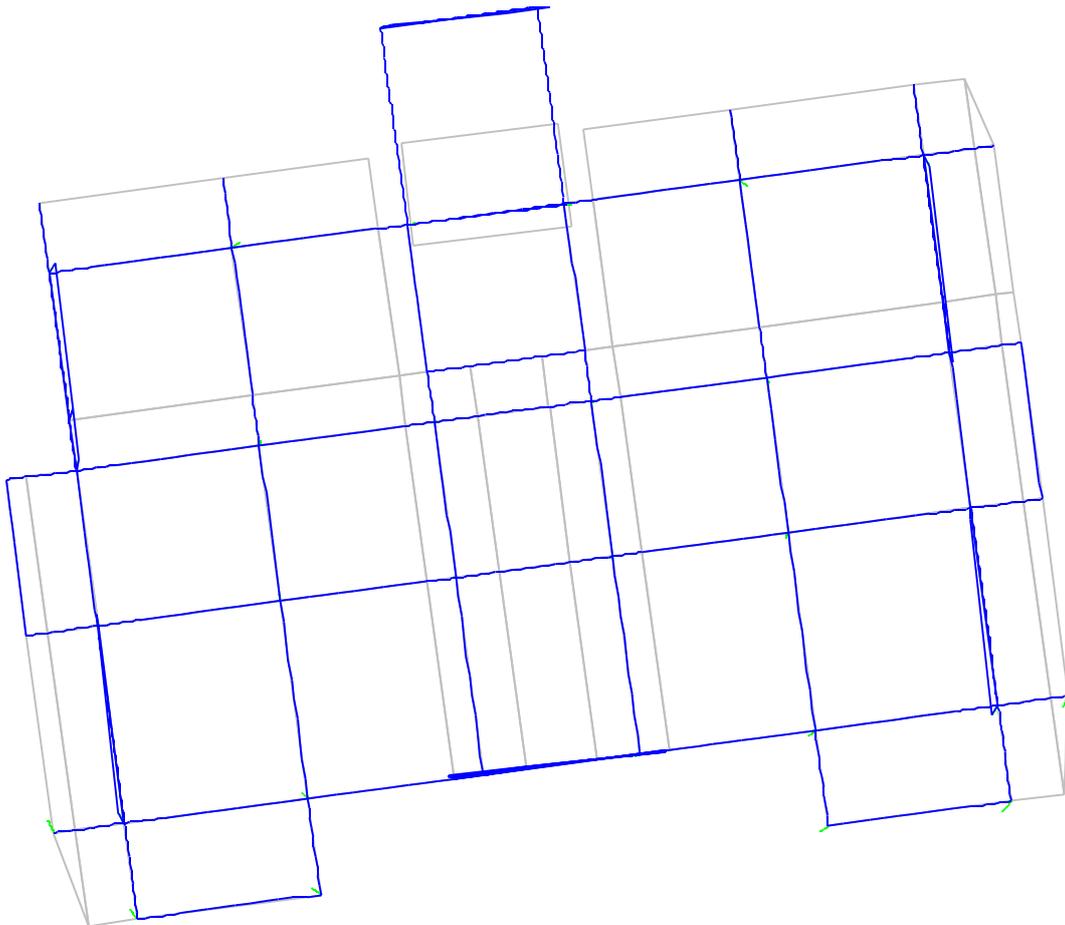


Figure.IV.4 Vue en plan du 3^{eme} mode vibration

IV-5-1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/Version2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Tableau IV.3 Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.651767	68.7217	0.0022	0.0000	68.7217	0.0022	0.0000
2	0.442756	0.0031	67.9073	0.0000	68.7248	67.9095	0.0000
3	0.397709	0.0577	0.0655	0.0000	68.7825	67.9750	0.0000
4	0.180179	17.3706	0.0006	0.0000	86.1531	67.9757	0.0000
5	0.117096	0.0018	18.5413	0.0000	86.1549	86.5170	0.0000
6	0.100327	0.0042	0.0115	0.0000	86.1590	86.5284	0.0000
7	0.087163	6.9328	0.0028	0.0000	93.0918	86.5313	0.0000
8	0.055336	1.9111	3.1961	0.0000	95.0029	89.7273	0.0000
9	0.055033	1.4419	4.0454	0.0000	96.4448	93.7727	0.0000
10	0.045606	0.1494	0.0051	0.0000	96.5942	93.7778	0.0000
11	0.040044	1.7272	0.0007	0.0000	98.3214	93.7785	0.0000
12	0.034648	0.0000	3.4548	0.0000	98.3214	97.2333	0.0000

IV-5-2 Justification de l'interaction « voiles-portique » :➤ **Sous charges verticales :**

Les voiles de contreventement doivent prendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales.

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	28190.67	6607.47	81.012	18.98
1 ^{er} étage	22506.25	5605.478	80.06	19.94
2 ^{ème} étage	19060.80	4255.1633	81.75	18.25
3 ^{ème} étage	16111.94	3465.1438	82.3	17.7

4 ^{ème} étage	12900.75	3105.143	80.6	19.4
5 ^{ème} étage	10170.24	2491.911	80.32	19.68
6 ^{ème} étage	7279.98	1837.089	79.85	20.15
7 ^{ème} étage	4729.129	1181.395	80.012	19.98
8 ^{ème} étage	2152.60	578.7792	78.81	21.19

➤ **Sous charge horizontales :**

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV.5 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	x-x'				y-y'			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	279.62	797.82	25.95	74.05	229.41	925.42	19.86	80.14
1 ^{er} étage	418.58	614.27	40.52	59.48	335.38	936.52	26.36	73.64
2 ^{ème} étage	352.21	597.39	37.09	62.91	278.73	929.65	23.06	76.94
3 ^{ème} étage	396.08	456.91	46.43	53.57	317.44	785.35	28.78	71.22
4 ^{ème} étage	348.76	422.79	45.20	54.8	262.55	728.03	26.5	73.5
5 ^{ème} étage	366.046	307.73	54.33	45.67	274.54	584.22	31.96	68.04
6 ^{ème} étage	297.03	264.27	52.91	47.09	211.72	496.62	29.88	70.12
7 ^{ème} étage	290.39	194.01	59.94	40.06	204.507	331.45	38.15	61.85
8 ^{ème} étage	265.44	237.05	52.82	47.18	160.38	245.39	39.52	60.48

IV-5-3 Vérification de la résultante des forces sismique :

Selon le RPA99/Version2003 la résultante des forces sismique à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente ⇒ — [3]

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultantes des forces sismiques	(KN)	(KN)	/	Remarques
Ses x-x'	1126.63	1281.56	0.88	vérifier
Sens y-y'	1440.66	1233.07	1.17	vérifier

IV-5-4 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/Version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\frac{N}{B \times f_{ctd}} \leq 0.3 \quad \text{tel que :}$$

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{ctd} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal réduit.

Etages	Section ()	()	V (KN)	Remarque
RDC	60x60	1837.89	0.204	Vérifiée
1 ^{er} Etage	60x60	1619	0.18	Vérifiée
2 ^{ème} Etage	55x55	1320.98	0.17	Vérifiée
3 ^{ème} Etage	55x55	1103.22	0.145	Vérifiée
4 ^{ème} Etage	50x50	909.34	0.14	Vérifiée
5 ^{ème} Etage	50x50	722.17	0.115	Vérifiée
6 ^{ème} Etage	45x45	529.17	0.1	Vérifiée
7 ^{ème} Etage	45x45	341.31	0.067	Vérifiée
8 ^{ème} Etage	40x40	165.74	0.041	Vérifiée

IV-5-5 Vérification vis-à-vis des déplacements : [3]

D'après le RPA99 il faut vérifier $\Delta < 1\% \times h$, tel que :

$$\Delta = \frac{F_i}{k} \times \frac{1}{R}$$

:

Δ :Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

F_i : Déplacement du aux forces sismiques Fi (y compris l'effort de la torsion).

R : Coefficient de comportent (R=5).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.8 Vérification des déplacements.

Planches	Sens x-x'						Sens y-y'				
	(cm)	(cm)	(cm)	Δ (cm)	1% × h (cm)	Δ < 1% × h Observation	(cm)	(cm)	(cm)	Δ (cm)	Δ < 1% × h Observation
Etage 8	0.93	4.12	4.65	0.53	3.06	vérifier	0.56	2.46	2.8	0.34	vérifier
Etage 7	0.82	3.55	4.12	0.57	3.06	Vérifier	0.49	2.1	2.46	0.35	Vérifier
Etage 6	0.71	2.94	3.55	0.6	3.06	Vérifier	0.42	1.73	2.1	0.37	Vérifier
Etage 5	0.59	2.32	2.94	0.62	3.06	Vérifier	0.34	1.35	1.73	0.37	Vérifier
Etage 4	0.46	1.7	2.32	0.61	3.06	Vérifier	0.27	0.99	1.35	0.36	Vérifier
Etage 3	0.34	1.13	1.7	0.57	3.06	Vérifier	0.19	0.65	0.99	0.33	Vérifier
Etage 2	0.23	0.62	1.13	0.51	3.06	Vérifier	0.13	0.35	0.65	0.29	Vérifier
Etage 1	0.12	0.34	0.62	0.39	3.06	Vérifier	0.07	0.13	0.35	0.22	Vérifier
RDC	0.04	0	0.23	0.23	4.08	Vérifier	0.03	0	0.13	0.13	Vérifier

IV-5-6 Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ :

L'effet P-Δ ou effet du 2° ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\frac{\sum P \times \Delta}{\sum P} \leq 0.1 \quad [3]$$

Avec :

$\sum P$: poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » tel que $\sum P = \sum (P_{fix} + P_{mov})$.

Δ : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h : Hauteur d'étage « k ».

Si $0.1 < \frac{\sum P \times \Delta}{\sum P} < 0.2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \frac{\sum P \times \Delta}{\sum P}}$.

Si $\frac{\sum P \times \Delta}{\sum P} < 0.2$ la structure est partiellement instable, elle doit être redimensionnée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ.

Planches	h (m)	(KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ (cm)	(KN)	(cm)	Δ (cm)	(KN)	*10 ⁻³
Etage 8	3.06	2711.038	0.53	274.75329	0.017	0.34	347.9389	0.011
Etage 7	3.06	5349.3647	0.57	454.46139	0.022	0.35	588.4278	0.013
Etage 6	3.06	7987.6914	0.6	607.17059	0.026	0.37	782.1083	0.016
Etage 5	3.06	10720.496	0.62	736.91918	0.029	0.37	947.9804	0.017

Etage 4	3.06	13453.29	0.61	847.30224	0.032	0.36	1086.473	0.019
Etage 3	3.06	16333.786	0.57	937.58325	0.032	0.33	1204.063	0.018
Etage 2	3.06	19214.27	0.51	1012.2445	0.031	0.29	1298.874	0.018
Etage 1	3.06	22262.326	0.39	1072.3587	0.026	0.22	1377.531	0.015
RDC	4.08	26160.878	0.23	1126.6352	0.013	0.13	1440.661	0.0074

On remarque que les valeurs de δ inférieure à 0,1 donc l'effet $P-\Delta$ n' pas d'influence sur la structure.

Chapitre V

Etude des éléments

Principaux

de la structure

INTRODUCTION

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.1.ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens. Leur ferraillement se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$ [3]
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Pour notre structure, nous avons 5 types de poteaux à étudier :

Tableau. V.1. Sections finales des poteaux

Etage	RDC 1 ^{ère}	2 ^{ème} 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} étages
Section (cm ²)	(60×60)	(55×55)	(50×50)	(45×45)	(40×40)

V.2.1.Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone (**IIa**)

- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

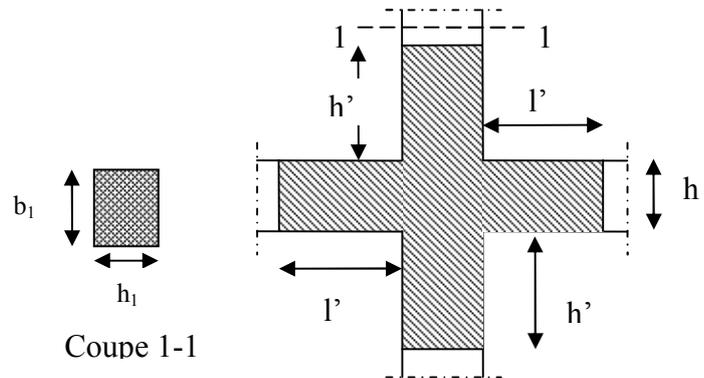


Figure V.1.Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
RDC+1 ^{er}	(60×60)	28.8	144	216
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	(55×55)	24.2	121	181.5
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	(50×50)	20	100	150
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	(45×45)	16.20	81	121.5
8 ^{eme} étage	(40×40)	12.8	64	96

b) Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la

direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2.Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000/V14.0 qui a été utilisé dans l'étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux (M3)

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC+ 1 ^{er} étage	-1837.89	-30.1317	59.65	-1160.64	499.26	-1.52
2 ^{eme} + 3 ^{eme} étage	-1320.98	1.11	-44.3539	-1305.60	166.48	-3.366
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	-909.34	0.44	-35.01	-780.528	23.87	3.047
6 ^{eme} + 7 ^{eme} étage	-529.167	-0.2789	-29.114	-349.99	22	1.68
8 ^{eme} étage	-165.74	1.32	-28.90	-93.294	28.73	0.39

Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux (M2)

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC+ 1 ^{er} étage	-1837.89	9.36	65.727	-1407.19	499.26	-1.25
2 ^{eme} + 3 ^{eme} étage	-1320.98	55.50	-81.031	-1297.58	166.478	-3.366
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	-909.34	22.63	58.106	-517.35	23.87	-4.92
6 ^{eme} + 7 ^{eme} étage	-529.167	15.28	44.75	-321.92	22	-6.28
8 ^{eme} étage	-165.74	-9.13	-31.46	-22.64	28.73	-0.56

V.2.3.Ferraillage des poteaux :

• **Calcul a l'ELU :**

Etape de calcul en flexion composée :

➤ Si $e = \frac{Mu}{Nu} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$ alors la section est partiellement comprimée.

➤ Si $\frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$ il faut verifier en plus l'inégalité suivante.

$$N_u (d - c) - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') \times bh \times f_{bu} \rightarrow (*)$$

avec $M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$, N_u pris avec son signe

Si l'inégalité(*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Si } \mu < \mu_l \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée. (SDA) donc il faut calculer A et A'

Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392(\text{SSA})$

$$A_1 = \frac{M}{Z \times f_{st}}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}}$$

Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.392(\text{SDA}) \Rightarrow A' \neq 0$

$$A' = \frac{M_{ua} - M_l}{(d - d') f_{sc}}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = \frac{1}{f_s} \left[\frac{M_{ua} - A' f_s \times (d - d')}{d(1 - 0.4\alpha)} + A' f'_{st} - Nu \right]$$

Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, alors la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$Nu(d - d') - M_{ua} \geq (0.5h - d') b \times h \times f_{bu}(**)$$

Si (**) est vérifiée donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$\psi = 1$$

$$A' = \frac{M_{ua} - b \times h \times f_{bu} \left(d - \frac{h}{2} \right)}{(d - d') \times \sigma_s}$$

$$A = \frac{Nu - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} - A'$$

Si (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A' = \frac{Nu - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec } \psi = \frac{0.357 + \left(\frac{Nu(d - d') - M_{ua}}{bh^2 f_{bu}} \right)}{0.857 - \frac{d'}{h}} \quad (0.81 \leq \psi \leq 1)$$

Les calculs des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

• **Ferraillage des poteaux carrés :**

➤ **Calcul des armatures dans le sens longitudinal (M3)**

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (bxh) (Cm ²)	obs	A (Cm ²)	A' (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{dopté} (Cm ²)	ferraillage
RDC+ 1 ^{er} Etage	-1837.89	-30.13	(60×60)	SEC	0.00	0.00	28.8	32.17	16HA16
	499.26	7.45		SET	6.79	7.57			
	-1160.64	59.65		SEC	0.00	0.00			
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	-1320.98	1.11	(55×55)	SEC	0.00	0.00	24.20	26.52	4HA16+12HA14
	166.48	4.27		SPT	2.15	2.64			
	-1305.6	-44.35		SEC	0.00	0.00			
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	-909.34	0.44	(50×50)	SEC	0.00	0.00	20	24.63	16HA14
	23.87	3.047		SET	0.15	0.54			
	-780.83	-35.01		SEC	0.00	0.00			
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	-529.17	-0.28	(45×45)	SEC	0.00	0.00	16.20	18.47	12HA14
	22	1.68		SET	0.20	0.44			
	-349.99	-29.11		SPC	0.00	0.00			
8 ^{eme} étage	-165.74	1.32	(40×40)	SEC	0.00	0.00	12.80	15.21	4HA14+8HA12
	28.73	0.39		SET	0.38	0.45			
	-93.29	-28.9		SPC	0.89	0.00			

➤ **Calcul des armatures dans le sens longitudinal (M2)**

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (bxh) (Cm ²)	obs	A (Cm ²)	A' (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopté} (Cm ²)	ferrailage
RDC+ 1 ^{er} Etage	-1837.89	9.36	(60×60)	SEC	0.00	0.00	28.8	32.17	16HA16
	499.26	-1.52		SET	7.26	7.10			
	-1407.19	65.73		SEC	0.00	0.00			
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	-1320.98	55.51	(55×55)	SEC	0.00	0.00	24.20	26.52	4HA16+12HA14
	166.78	-3.36		SET	2.59	2.20			
	-1305.6	-81.03		SEC	0.00	0.00			
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	-909.34	22.63	(50×50)	SEC	0.00	0.00	20	24.63	16HA14
	23.87	-4.92		SET	0.66	0.03			
	-517.35	58.11		SEC	0.00	0.00			
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	-529.17	15.28	(45×45)	SEC	0.00	0.00	16.20	18.47	12HA14
	22	-6.28		SPT	0.76	0			
	-321.92	44.75		SPC	0.00	0.00			
8 ^{eme} étage	-165.74	-9.13	(40×40)	SEC	0.00	0.00	12.80	15.21	4HA14+8HA12
	28.73	-0.56		SET	0.46	0.37			
	-22.64	-31.46		SPT	2.80	0			

• **Ferrailage des poteaux circulaires (M3):**

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (D) (Cm)	obs	A (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopté} (Cm ²)	ferrailage
RDC + 1 ^{er} étage	-1837.89	-30.13	(65)	SEC	0.00	26.53	28.15	14HA16
	499.26	7.45		SET	14.35			
	-1160.64	59.65		SEC	0.00			
2 ^{eme} + 3 ^{eme} étage	-1320.98	1.11	(65)	SEC	0.00	26.53	28.15	14HA16
	166.478	4.27		SET	4.79			
	-1305.6	-44.35		SEC	0.00			
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	-909.34	0.44	(55)	SEC	0.00	19	20.01	13HA14
	23.872	3.047		SET	1.04			
	-780.23	-35.01		SEC	0.00			
6 ^{eme} + 7 ^{eme} étage	-529.17	-0.27	(55)	SEC	0.00	19	20.01	13HA14
	22	1.68		SET	0.83			
	-349.99	-29.11		SEC	0.00			
8 ^{eme} étage	-165.74	1.32	(45)	SEC	0.00	12.71	13.57	12HA12
	28.73	0.39		SET	0.83			
	-93.29	-28.9		SPC	1.67			

• **Ferraillage des poteaux circulaires (M2):**

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (D) (Cm)	obs	A (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopté} (Cm ²)	ferraillage
RDC +	-1837.79	9.36	(65)	SEC	0.00	26.53	28.15	14HA16
	499.26	-1.52		SET	14.35			
	-1407.19	65.73		SEC	0.00			
1 ^{er} étage 2 ^{me} +	-1320.98	55.50	(65)	SEC	0.00	26.53	28.15	14HA16
	166.48	-3.37		SET	4.79			
	-1297.58	-81.03		SEC	0.00			
3 ^{me} étage 4 ^{me} +	-909.34	22.63	(55)	SEC	0.00	19	20.01	13HA14
	23.87	-4.92		SET	1.25			
	-517.35	58.11		SEC	0.00			
5 ^{me} étage 6 ^{me} +	-529.17	15.28	(55)	SEC	0.00	19	20.01	13HA14
	22	-6.28		SET	1.35			
	-321.92	44.75		SEC	0.00			
7 ^{me} étage 8 ^{me} étage	165.74	-9.13	(45)	SEC	0.00	12.71	13.57	12HA12
	28.73	-0.56		SET	0.83			
	-22.64	-31.46		SPC	3.09			

Vérification :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0=4,08m$ et un effort normal égal à : 1280.9 KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \text{ (Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ (Rayon de giration).}$$

$$D'ou \lambda = \frac{2.855}{0.1732} = 16.489 \Rightarrow \alpha = 0.8139$$

$$B_r = 0.3306 \text{ (Section réduite).}$$

$$\text{Donc : } N_u = 0.8139 \times \left(\frac{0.3306 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 32.17 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5893.768 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 1837.89 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

❖ **Vérification au flambement des poteaux des différents étages :**

Tableau V.6. Justification de l'effort normal ultime.

niveau	section	L_0	L_f	i	λ	α	A_s	B_r	N_u	N_{\max}
RDC+ 1 ^{er} étage	(60×60)	4.08	2.856	0.1732	16.489	0.814	32.17	0.3306	5893.77	1837.89
2 ^{eme} + 3 ^{eme} étage	(55×55)	3.06	2.142	0.1588	13.49	0.825	26.52	0.2756	4974.78	1320.98
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	(50×50)	3.06	2.142	0.1443	14.84	0.8205	24.63	0.2256	4131.15	909.34
6 ^{eme} + 7 ^{eme} étage	(45×45)	3.06	2.142	0.1299	16.489	0.8139	18.47	0.1806	3245.18	529.17
8 ^{eme} étage	(40×40)	3.06	2.142	0.1155	18.55	0.8048	15.21	0.1406	2521.56	165.74

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{\max} < N_u$. (vérifiée).

b) Vérification des contraintes :

pour le cas des poteaux ,il ya lieu de verifier :

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

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entierement comprimée}$$

Si $e = \frac{Ms}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

1^{er} cas :

$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad (\text{m}) \quad ; \quad V' = h - V \quad (\text{m})$$

Avec: $B = b \times h$

Il faut que :

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} \times V \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{gg}} \times V' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

- $M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$

- $I_{gg} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d'^2) + 15A(d - V)^2 \quad (\text{m}^4)$

- $S = b \times h + 15(A + A')$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives, on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

2^{eme} cas :

$e = \frac{Ms}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Calcul de y : $y = yc + c$

$$yc^3 + pyc + q = 0$$

$$\text{avec} \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{array} \right\}$$

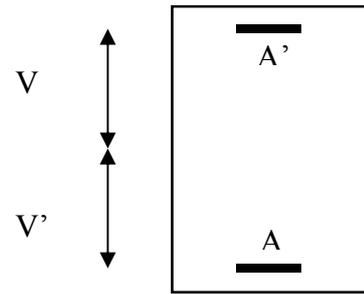


Figure V.2. Section d'un poteau

Choisir yc tel que : $0 \leq y = yc + c \leq h$

$$\mu t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

Nous allons résumer tous les résultats dans le tableau suivant :

V.7.Vérifications les contraintes dans le béton pour les poteaux :

1. poteaux carrée :

Niveau	section	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	obs	σ_{b1}	σ_{b2}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
RDC+ 1 ^{er} étage	(60×60)	-1278.58	21.99	0.0172	SEC	3.67	1.93	/	15	vérifiée
		-47.562	6.8	0.143	SPC	/	/	0.3		
		-1124.38	-49.78	0.0443	SEC	3.98	1.07	/		
2 ^{eme} + 3 ^{eme} étage	(55×55)	-961.47	40.33	0.0419	SEC	4.10	1.07	/	15	vérifiée
		-181.88	-8.56	0.0471	SEC	0.8	0.17	/		
		-961.47	40.33	0.0419	SEC	4.10	1.07	/		
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	(50×50)	-661.75	16.47	0.0249	SEC	3	1.14	/	15	vérifiée
		-107.5	-10.418	0.0969	SPC	/	/	0.7		
		-647.42	31.107	0.048	SEC	3.57	0.6	/		
6 ^{eme} + 7 ^{eme} étage	(45×45)	-385.43	11.12	0.0289	SEC	2.32	0.73	/	15	vérifiée
		-45.61	-8.262	0.1811	SPC	/	/	0.8		
		-236.08	24.73	0.1048	SPC	/	/	2.4		
8 ^{eme} étage	(40×40)	-121.296	-6.66	0.0549	SEC	1.22	0.045	/	15	vérifiée
		-16.66	7.74	0.4646	SPC	/	/	1		
		-18.81	-21.89	1.1637	SPC	/	/	2.7		

2. poteaux circulaires :

Niveau	Diametre (cm)	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	obs	σ_1	σ_2	σ_c	$\bar{\sigma}_c$	obs
RDC+ 1 ^{er} étage	(65)	-1278.58	21.99	0.0172	SEC	4.11	2.76	/	15	vérifiée
		-47.562	6.8	0.143	SPC	/	/	0.35		
		-1124.38	-49.78	0.0443	SEC	1.49	4.55	/		
2 ^{eme} + 3 ^{eme} étage	(65)	-961.47	40.33	0.0419	SEC	3.82	1.35	/	15	vérifiée
		-181.88	- 8.56	0.0471	SEC	0.23	0.75	/		
		-961.47	40.33	0.0419	SEC	3.82	1.35	/		
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	(55)	-661.75	16.477	0.0249	SEC	3.33	1.65	/	15	vérifiée
		-107.5	-10.418	0.0969	SPC	/	/	0.95		
		-647.42	31.107	0.048	SEC	4.02	0.84	/		
6 ^{eme} + 7 ^{eme} étage	(55)	-385.43	11.12	0.0289	SEC	2.02	0.88	/	15	vérifiée
		-45.61	-8.262	0.1811	SPC	/	/	0.7		
		-236.08	24.73	0.1048	SPC	/	/	2.19		
8 ^{eme} étage	(45)	-121.296	-6.66	0.0549	SEC	0.06	1.3	/	15	vérifiée
		-16.66	7.74	0.4646	SPC	/	/	1.32		
		-18.81	-21.89	1.1637	SPC	/	/	3.78		

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = \min(-; -)$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Tableau V.8. Vérifications les contraintes tangentielles.**1. Poteaux carrée :**

Niveau	Section (cm ²)	Lf (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}_{adm}$	obs
RDC+ 1 ^{er} étage	(60×60)	2.856	4.76	0.075	54	111.81	0.0034	1.875	vérifiée
2 ^{eme} + 3 ^{eme} étage	(55×55)	2.142	3.89	0.075	49.5	98.33	0.0036	1.875	vérifiée
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	(50×50)	2.142	4.28	0.075	45	70.86	0.0031	1.875	vérifiée
6 ^{eme} + 7 ^{eme} étage	(45×45)	2.142	4.76	0.075	40.5	52.16	0.0028	1.875	vérifiée
8 ^{eme} étage	(40×40)	2.142	5.35	0.075	36	21.35	0.0014	1.875	vérifiée

1. Poteaux circulaires :

Niveau	diamètre (cm)	Lf (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}_{adm}$	obs
RDC+ 1 ^{er} étage	(65)	2.856	4.39	0.075	58.5	111.81	0.0029	1.875	vérifiée
2 ^{eme} + 3 ^{eme} étage	(65)	2.142	3.29	0.075	58.5	98.33	0.0025	1.875	vérifiée
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	(55)	2.142	3.89	0.075	49.5	70.86	0.0026	1.875	vérifiée
6 ^{eme} + 7 ^{eme} étage	(55)	2.142	3.89	0.075	49.5	52.86	0.0019	1.875	vérifiée
8 ^{eme} étage	(45)	2.142	4.76	0.075	40.5	21.35	0.0011	1.875	vérifiée

Calcul les armatures transversales :

Section cm^2	\emptyset cm	l_f cm	λ_g	V_u KN	t zone nodale	t zone courante		A^{adop} cm^2	n^{bre} de barres
60×60	1.6	285.6	4.76	111.81	10	15	3.548	4.71	6HA10
55×55	1.6	214.2	3.89	98.33	10	15	2.78	3.02	6HA8
50×50	1.4	214.2	4.28	70.86	10	15	2.12	3.02	6HA8
45×45	1.4	214.2	4.76	52.86	10	15	1.95	2.01	4HA8
40×40	1.2	214.2	5.35	21.35	10	15	1.44	2.01	4HA8

Ferrailage :

Le schéma de ferrailage des poteaux est montré sur la planche ci après.

V.2.ETUDE DES POUTRES :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, Après détermination des sollicitations (M, N, V) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version 2003 suivantes :

$$\begin{aligned} & 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ & G + Q \\ & G + Q + E & [3] \\ & 0.8 \times G + E \\ & 0.8 \times G - E \end{aligned}$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40),
- poutres secondaires (30×35),

V.3.1. Recommandation du RPA99

▪ **Les armatures longitudinales (Art-7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 ϕ En zone IIa.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être avec des crochets à 90°.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s’y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
 - Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu’au moins un coté fermé des U d’un cadre soit disposé de sorte à s’opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
 - On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
- **Les armatures transversales (Art-5.5.2.2) :**
- La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$
 - L’espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre
 - La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
 - Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement.

V.3.2.Ferraillage des poutres

Le ferraillage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Armatures longitudinales

Le ferraillage des poutres est déduit de la modélisation du L’ETABS. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d’armatures (A_{min}) du RPA.

V.3.3.Les sollicitation

Les sollicitations des poutres principale et secondaire sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau .V.9.Sollicitation des poutres principale et secondaire.

Niveau	Poutre principale (30×40)			Poutre secondaire (30×35)		
	<i>M_t</i> KN.m	<i>M_a</i> KN.m	<i>V</i> KN	<i>M_t</i> KN.m	<i>M_a</i> KN.m	<i>V</i> KN
RDC	20.75	26.93	57.26	24.90	32.17	43.13
Etage1	39.20	43.98	111.59	52.73	41.98	65.76
Etage2	40.25	44.80	112.37	54.39	49.99	66.1
Etage3	40.23	46.54	114.97	54.48	54.31	65.99
Etage4	41.27	50.92	108.77	56.11	56.79	66.22
Etage5	43.69	52.47	102.73	56.16	56.56	66.09
Etage6	44.66	52.93	86.42	57.76	55.24	66.38
Etage7	46.7	53.32	66.34	57.78	53.11	66.29
Etage8	39.20	50.02	49.72	48.56	39.68	48.97

Tableau. V.10.Ferrillages des poutres principales et secondaire.

Niveaux	Type de poutre	Section (cm)	localisation	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>A_{min}</i> (cm ²)	<i>A_{réalisé}</i> (cm ²)
RDC	Poutre principale	(30×40)	Appui	2.1122	6	3HA14+3HA10
			Travée	1.6186		3HA16
	Poutre secondaire	(30×35)	Appui	2.9541	5.25	3HA14+3HA10
			Travée	2.2661		3HA16
étage 1+ étage 2+ étage 3+ étage 4	Poutre principale	(30×40)	Appui	4.0835	6	3HA14+3HA10
			Travée	3.2796		3HA16
	Poutre secondaire	(30×35)	Appui	5.3858	5.25	3HA14+3HA10
			Travée	5.3163		3HA16
étage 5 étage 6+ étage 7	Poutre principale	(30×40)	Appui	4.2859	6	3HA14+3HA10
			Travée	3.7301		3HA16
	Poutre secondaire	(30×35)	Appui	5.0115	5.25	3HA14+3HA10
			Travée	5.4872		3HA16
étage 8	Poutre principale	(30×40)	Appui	4.0079	6	3HA14+3HA10
			Travée	3.1091		
	Poutre secondaire	(30×35)	Appui	3.6785	5.25	3HA16
			Travée	4.5542		

Avec : $ARPA$

$$A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \text{ en toute section pour les poutres principales}$$

Avec : $ARPA$

$$A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ en toute section pour les poutres secondaire}$$

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad [1]$$

▪ **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$

$$\phi_t \leq 1.14 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.1 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

▪ **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.1 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version 2003 :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}; 30 \text{ cm}\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(10 \text{ cm}; 13.68 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10 \text{ cm}; 12 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

▪ Poutres principales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ Poutres secondaires

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4.Vérifications

- **A ELU**

1) **Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1,BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Pour les poutres principales (30×40) : $A_{\min} = 1.36 \text{ cm}^2$

Pour les poutres secondaires (30×35) : $A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2$

$A_{\min} < A_s \rightarrow$ condition vérifiée.

2) **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,21/BAEL91) :**

il faut vérifier que : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\text{avec : } \tau_{bu} = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible : avec : $\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$

Tableau. V.11.Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	114.97	1.02	Vérifiée
Poutres secondaires	66.38	0.68	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant : (Art.5.1.32/BAEL91) :

Notre vérification consiste au cas le plus défavorable

- **Poutres principales :**

- Appuis d'intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[114.97 - \frac{53.32}{0.9 \times 0.375} \right] = -0.123 \Rightarrow A_l > -0.123 \text{ condition vérifiée.}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 114.97 \times 10^{-3}}{400} = 3.30 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [66.38 - \frac{56.79}{0.9 \times 0.325}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -3.67 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 66.38 \times 10^{-3}}{400} = 1.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **À L'ÉLÉ**

L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton

poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I.10 ⁻⁴ (m ⁴)	Y (m)	(MPa)	(MPa)
Poutres principales	Appui	41.99	8.4725	0.1305	6.4694	15
	Travée		7.6048	0.1232	6.8035	15
Poutres secondaires	Appui	34.049	6.1217	0.1196	6.6544	15
	Travée		5.5081	0.1131	6.9884	15

1) **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

➤ **Poutres principales**

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

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{380} = 0.105 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.105 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{46.7}{10 \times 53.32} = 0.087$$

Condition vérifiée

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.375} = 0.00536 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Condition vérifiée

➤ Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{350} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{57.78}{10 \times 53.11} = 0.108$$

Condition Non vérifiée

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.325} = 0.00618 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Condition vérifiée

la condition $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la

flèche.

	Mj (KN.m)	MQ (KN.m)	Mp (KN.m)	Δft (mm)	Fadm (mm)	Obs
PP	10.469	6.0287	19.21	0.7	7.6	vérifiée
PS	4.02	2.79	9.10	0.29	7	vérifiée

A) Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poteaux, le RPA99/Version2003 exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers Niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

C) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton

$$M_{inf} = V_i \times z$$

$$M_{sup} = V_i \times (h - z)$$

$z = y \times h$, h : la hauteur d'etage

Avec : v_i = l'effort tranchant dans le poteau i

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

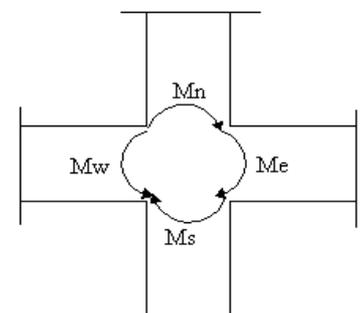
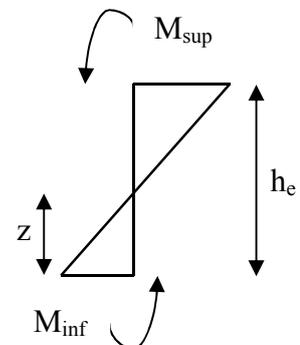


Figure V.12. La zone nodale



y_0 : coefficient t en f^{ct} la nature de la charge horizontal e il est donné par le tableau 3 - 1 page 53

y_1 : coefficient t de correction du à la variation de raideur il est donné par le tableau 3 - 3 page 57.

y_2 : coefficient t de correction du à la variation de la hauteur de l'etage sup il est donné par le tableau 3 - 4 page 57

y_3 : coefficient t de correction du à la variation de la hauteur d'etage inf il est donné par le tableau 3 - 4 page 57

Calcul de K' et de K :

K' :raideur des poutres arrivant aux poteaux considérés.

K : raideur du poteau considérés.

$$K' = \frac{I'}{L}, L : \text{portée de la poutre.}$$

$$K = \frac{I}{h_e}, h_e : \text{hauteur d'étage.}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.13.Moment résistant dans les poteaux

niveau	section	he (m)	K ×10 ⁻³	K' ×10 ⁻³	\bar{K}	y ₀	y ₁	y ₂	y ₃	y	z	v (KN)	M _{inf} (KN.m)	M _{sup} (KN.m)
RDC+ 1 ^{ere} étage	(60×60)	4.08	2.65	1.63	0.31	0.9	0	0.75	0	1.65	6.73	111.8	752.7	296.52
2 ^{eme} + 3 ^{eme} étage	(55×55)	3.06	2.49	1.63	0.33	0.6	0.05	0	0.05	0.7	2.14	98.33	210.62	90.267
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	(50×50)	3.06	1.7	1.63	0.48	0.45	0	0	0	0.45	1.37	70.86	97.57	119.26
6 ^{eme} + 7 ^{eme} étage	(45×45)	3.06	1.11	1.63	0.73	0.45	0	0	0	0.45	1.37	52.16	71.82	87.78
8 ^{eme} étage	(40×40)	3.06	0.69	1.63	1.17	0.4	0	0	0	0.4	1.22	21.35	26.13	39.20

2) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats des moment résistant dans les poutres et les vérifications aux zones nodale sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14. Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_i + M_s$ (KN.m)	Observations
RDC, 1^{ère} étage	Sens yy	39.20	39.20	98	1049.22	Vérifiée
	Sens xx	41.98	41.98	104.95	1049.22	Vérifiée
2^{ème}, 3^{ème} étages	Sens yy	46.54	46.54	116.35	308.95	Vérifiée
	Sens xx	54.31	54.31	135.77	308.95	Vérifiée
4^{ème}, 5^{ème} étages	Sens yy	52.47	52.47	131.17	216.83	Vérifiée
	Sens xx	56.79	56.79	141.97	216.83	Vérifiée
6^{ème}, 7^{ème} étages	Sens yy	53.32	53.32	133.3	159.6	Vérifiée
	Sens xx	55.24	55.24	138.1	159.6	Vérifiée
8^{ème} étages	Sens yy	50.02	50.02	125.05	65.33	N.Vérifiée
	Sens xx	39.68	39.68	99.2	65.33	N.Vérifiée

Ferraillage :

Le schéma de ferraillage des poutres principales et secondaires est montré sur la planche ci après.

V-3) ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V-3-1) Recommandation du RPA

a) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile
 - $A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
 - $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliés avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposés vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V-3-2) Le ferrailage

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

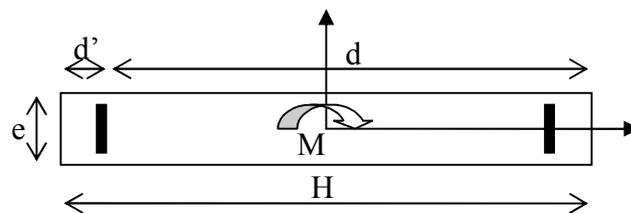


Figure. V.15 : Schéma d'un voile plein

V-3-3) Sollicitation dans les voiles**Tableau V.15.Sollicitations dans les voiles (x-x)**

Niveau	VX1			VX2		
	sollicitations			sollicitations		
	N (KN)	M (KNm)	V (KN)	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
RDC+ 1 ^{ere} etage	-703.65	45.25	259.32	-1867.3038	-775.748	310.49
	-317.18	48.957		88.486	839.06	
	-517.45	1107.385		-265.79	854.88	
2 ^{eme} +3 ^{eme} étages	-494	13.386	98.76	-878.535	45.33	277.04
	-212.47	12.107		-419.95	29	
	160.1	340.454		-643.41	996.13	
4 ^{eme} +5 ^{eme} étages	-392.31	1.84	60.96	-682.34	27.32	241.378
	183.73	7.67		324.79	18.34	
	-185.31	229.65		-499.69	602.12	
6 ^{eme} +7 ^{eme} étages	-267.38	1.913	34.12	-441.597	19.45	152.58
	-116.53	-3.046		-211.32	13.69	
	-78.56	106.341		-323.48	323.17	
8 ^{eme} étages	-116.6	3.355	37.22	-149.49	18.52	78.06
	-54.85	6.197		-73.54	11.31	
	-55.08	123.189		-109.84	151.7	

Tableau V.15.Sollicitations dans les voiles (y-y)

Niveau	Vy1			Vy2			Vy3			Vy4		
	sollicitations			sollicitations			sollicitations			sollicitations		
	N (KN)	M (KNm)	V (KN)	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
RDC+ 1 ^{ere} etage	-1846.15	115.05	250.29	-1582.43	135.8	261.35	-1551.88	79.92	174.39	-1613.03	79.447	262.27
	-385.76	787.55		-690.4	1188.88		-300.81	751.55		-714.98	1133.82	
	-848.075	819.309		-1063.48	1228.43		-651.76	774.12		-1088.95	1158.19	
2 ^{eme} + 3 ^{eme} étages	-1319.31	38.58	162.65	-1094	47.14	244	-1084.69	55.05	169.97	-1124.75	21.538	230.18
	-370.92	470.99		-476.27	698.58		-545.48	486.46		-499.69	670.77	
	-370.92	470.99		-734.97	716.39		-545.48	486.46		-759.75	681.337	

4 ^{eme} + 5 ^{eme} étages	-1024.03	26.03	116.86	-846.15	44.348	211.52	-841.3	59.73	125.45	-864.97	8.41	217.84
	-344.29	306.59		-382.981	460.57		-476.55	333.094		-398.32	430.27	
	-601.55	316.35		-581.62	474.051		-287.7	315.48		-596.89	436.04	
6 ^{eme} +7 ^{eme} étages	-665.81	13.56	75.5	-550.88	25.39	152.43	-544.66	54.13	80.834	-558.17	-7.91	160.57
	-239.28	174.08		-258.59	56.21		-198.32	188.43		-264.6	34.2	
	-402.16	179.408		-388.382	261.68		-318.63	203.52		-394.5	288.82	
8 ^{eme} étages	-232.84	31.168	34.87	-202.77	12.64	77.05	-185.8	76.52	49.81	-197.83	-12.28	82.06
	-97.854	104.32		-102.703	62.47		-112.14	141.157		-100.47	47.63	
	-145.88	111.22		-106.62	109.77		-75.67	123.35		-148.83	102.767	

$$d = 17.5\text{cm} ; \quad d' = 2.5\text{cm}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{\text{cal}} , A_{\min}^{\text{BAEL}} , A_{\min}^{\text{RPA}})$$

• **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

K=0 (pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

[3]

• **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprimée sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

• **Règles communes :**

$$\begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots\text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots\text{zone courante.} \end{cases}$$

• **Diamètres des barres :**

$$\Phi < a/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

• **Espacement : des barres horizontales et verticales :** $\begin{cases} S_i(h) \leq 1.5 \times e \\ S_i(v) \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.17. Résultats du ferrailage du voile Vx1

Vx1		RDC + 1er étage	2eme+ 3eme étage	4eme + 5eme étage	6eme + 7eme étage	8 eme étage	
	section (zone)						
caractéristiques géométriques	L(m)	3	3	3	3	3	
	B(m)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
	I(m ⁴)	0.45	0.3375	0.3375	0.3375	0.3375	
	e(m)	0.2	0.15	0.15	0.15	0.15	
	v=v'=L/2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
	M(KN.m)	1107.385	340.454	229.65	106.341	123.189	
	N(KN)	517.45	160.1	185.31	78.56	55.08	
	σ_{max} (KN/m ²)	4553.70	1779.96	1329.52	603.56	639.31	
	σ_{min} (KN/m ²)	-2828.87	-1246.30	-711.82	-341.69	-455.71	
	Lc(m)	0.70	0.53	0.91	0.83	0.50	
	Lt(m)	1.15	1.24	1.05	1.08	1.25	
	s1(KN/m ²)	1517.90	593.32	443.17	201.19	213.10	
	Vu(KN)	259.32	98.76	60.96	37.22	34.12	
ferrailage	As	AVmin	9	6.75	6.75	6.75	6.75
		AvT min	5.48	3.71	3.12	3.25	3.74
		AvCmin	1.41	0.79	1.36	1.25	0.75
		A cal	4.56	0.89	-0.59	-0.165	0.37
		A adoptée	18.10	18.10	18.10	18.10	18.10
		St(cm)	20	20	20	20	20
	choix des barres/nappes		16HA12	16HA12	16HA12	16HA12	16HA12
	Armatures transversales	AH min	0.75	0.39	0.39	0.39	0.39
		AH adoptée	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
		St(cm)	20	20	20	20	20
Vérification des contraintes	cisaillement	t(b) Mpa	0.49	0.335	0.21	0.13	0.117
		t(u) Mpa	0.48	0.24	0.15	0.09	0.08
	ELS	Mser	518.96	364	288.88	196.76	85.68
		As	18.10	18.10	18.10	18.10	18.10
		σ_{bc} (Mpa)	2.47	1.64	1.64	1.64	1.64

Tableau V.18. Résultats du ferrailage du voile Vy1

Vy1		RDC +	2eme+	4eme +	6eme +	8 eme	
	Section (zone)	1er étage	3eme étage	5eme étage	7eme étage	étage	
caractéristiques géométriques	L(m)	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	
	B(m)	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	
	I(m ⁴)	0.91453333	0.6859	0.6859	0.6859	0.6859	
	e(m)	0.2	0.15	0.15	0.15	0.15	
	v=v'=L/2	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	
	M(KN.m)	819.309	470.99	316.35	179.408	111.22	
	N(KN)	848.075	370.92	601.55	402.16	145.88	
	smax(KN/m ²)	2818.05	1792.73	1667.83	1026.13	500.04	
	smin(KN/m ²)	-586.28	-816.63	-84.80	32.18	-116.14	
	Lc(m)	2.49	1.42	3.43	3.57	2.37	
	Lt(m)	0.65	1.19	0.18	0.12	0.72	
	s1(KN/m ²)	990.47	742.12	962.16	600.02	251.94	
	Vu(KN)	250.29	162.65	116.86	75.5	34.87	
ferrailage	As	AVmin	11.4	8.55	8.55	8.55	8.55
		AvT min	2.62	3.52	0.55	0.35	2.15
		AvCmin	4.98	2.13	5.15	5.35	3.55
		A cal	-3.13	-2.4	-7.72	-5.52	-1.58
		AV adoptée	22.62	22.62	22.62	22.62	22.62
		St(cm)	20	20	20	20	20
	choix des barres/nappes		20HA12	20HA12	20HA12	20HA12	20HA12
	transversales	Armatures	AH min	0.75	0.75	0.75	0.75
		AH adoptée	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
		St(cm)	20	20	20	20	20
	Vérification des contraintes	cisaillement	t(b) Mpa	0.48	0.55	0.39	0.25
t(u) Mpa			0.365	0.317	0.227	0.147	0.068
ELS		Mser	1340.55	957.49	743.46	484.01	170.54
		As	22.62	22.62	22.62	22.62	22.62
		σbc(Mpa)	3.98	3.40	2.64	1.72	0.6

On voit bien à travers ces deux tableaux que les contraintes de cisaillement dans le béton sont vérifiées, donc pas de risque de cisaillement.

V-3-4) Ferrailage des linteaux :

Les sollicitations max dans le linteau VX2 On calcul V_{lint} , M_{lint}

$$V_{\text{lint}} = V_0 \frac{m \times h}{I} \times x(\alpha, \xi)$$

V_0 = l'effort tranchant dans VX2 à la base = 310.49 KN

$I = 1.15 \text{ m}^4$, $m = 0.28 \text{ m}^3$, $h = 3.06 \text{ m}$

$$\xi = \frac{z}{h} = 0.57 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0.57 \\ \alpha = 18.06 \end{array} \right\} \text{abaque page 80} \Rightarrow x = 0.67$$

$V_{\text{lint}} = 154.99 \text{ KN}$.

N.B :selon le RPA 99/2003 pour le calcul des armatures de l'effort tranchant se fait en majorant l'effort calculé de 40%. $V_{\text{lint}} = 1.4 \times V_{\text{lint}} = 216.986 \text{ KN}$

$M_{\text{lint}} = V_{\text{lint}} \times a$

$$a = \frac{\text{ouverture}}{2} = 0.6 \text{ m}$$

$M_{\text{lint}} = 216.986 \times 0.6 = 130.19 \text{ KN.m}$

$$\tau = \frac{v_{\text{lint}}}{b \times d} \Rightarrow \tau = \frac{216.986}{0.15 \times 0.75} = 1.92 \text{ Mpa}$$

$\tau' = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} > \tau$ pas de risque de rupture

$\bar{\tau} = 0.06 \times f_{c28} = 1.5 < \tau = 1.92 \Rightarrow$ il faut mettre les armatures diagonale

$$AD = \frac{V_{\text{lint}}}{2 f_e \times \sin \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{0.8 - (2 \times 0.05)}{1.2} = 0.583 \Rightarrow \alpha = 30.25$$

$$AD = 5.38 \text{ cm}^2$$

$$AD^{\text{min}} = 0.15\% \times e \times h = 1.8 \text{ cm}^2 < AD_{\text{calculé}}$$

En plus de AD, il ya lieu de disposer A_l , A_t et A_p selon un minimum réglementaire :

$$A_l^{\text{min}} = 0.15\% (e \times h) \Rightarrow A_l^{\text{min}} = 1.91 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\text{min}} = ? \text{ on calcul: } 0.025 \times f_{c28}: 0.025 \times 25 = 0.625 \text{ Mpa} < \tau_u \Rightarrow A_t^{\text{min}} = 0.25\% (e \times t), t \leq h/4$$

$$\text{On fixe : } t = 20 \text{ cm}, A_t^{\text{min}} = 0.25\% (15 \times 20) = 0.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_p^{\text{min}} = 0.20\% (e \times h) = 0.20\% (15 \times 80) = 2.4 \text{ cm}^2.$$

Le choix :

$$A_l \rightarrow 2 \text{ HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_p \rightarrow 2 \times 3 \text{ HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2.$$

$$AD \rightarrow 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_t \rightarrow 1 \text{ cadre } \Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

V-3-5)Le schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage des voiles et linteaux est montré sur la planche ci après.

Chapitre VI
Études
de l'infrastructure

VI) Etude des fondations :

VI-1) Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

❖ **Fondation superficielle :**

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante .Elles sont réalisées près de la surface ;

Les types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

❖ **Fondation profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits (semelle sur puits).

VI-2) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier .Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est = .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-3) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général .En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VI-4) Dimensionnement :

VI-4-1) Semelles isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

-Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

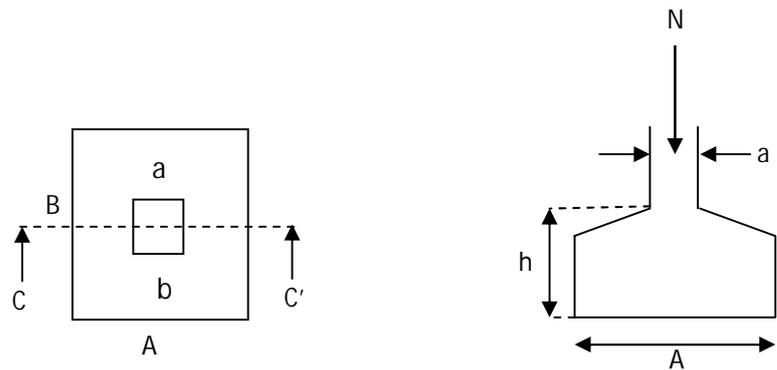


Figure VI-1.Dimension d'une fondation

N_{ser} : Effort normal à la base de poteau =1278.55 KN

P_s = Poids de la semelle estimé à 20 KN.

P_a = poids propre de l'avant poteau ; $P_a = 15KN$.

Exemple :

$$N_{ser}=1313.55\text{KN}, \bar{\sigma}_{sol}=200\text{KN/m}^2 \Rightarrow B=2.56\text{m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI-4-2) Semelles filantes

$$\frac{N_{\max}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_{\max}}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{sol} \times L}$$

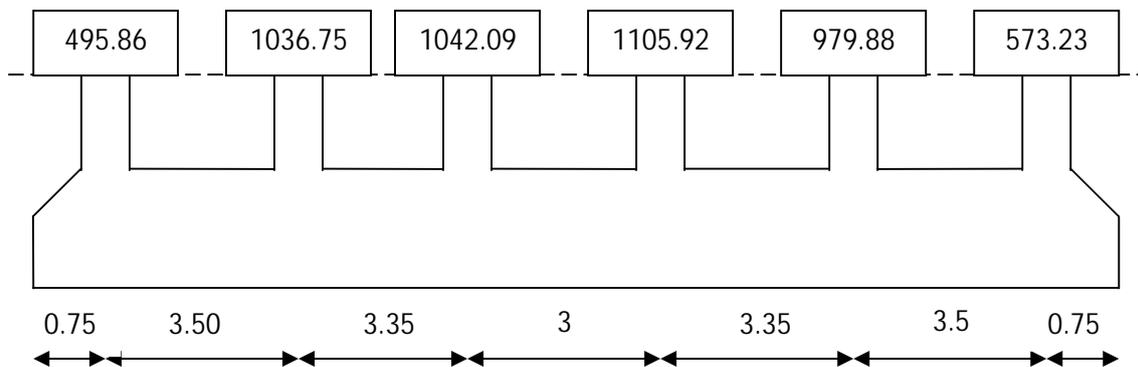


Figure VI-2.Dimension d'une semelle filante

Étape de calcul :

Résultats des charges :

$$\sum N_{ser} = 5233.73\text{KN.}$$

$$P_a = 120\text{KN.}$$

$$P_s = 90\text{KN.}$$

$$N_{\max}=5443.73\text{KN.}$$

$$L=18.20\text{m}$$

$$B \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{sol}} \times L} \Rightarrow \frac{5233.73}{200 \times 18.20} = 1.43 \Rightarrow B = 1.50\text{m}$$

On aura donc : $S = n \times B \times L \Rightarrow S = 5 \times 1.5 \times 18.20 + 3 \times 1.5 = 141\text{m}^2$.

$$S_{\text{bat}} = 19.4 \times 12.45 + 3.8 \times 3 = 252.93\text{m}^2$$

Donc:

$$\frac{141}{252.93} \times 100 = 55.75\%$$

Remarque :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

On opte pour un radier général.

VI-5) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre de radier.

- Rigide dans son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Facilité de coffrage et le ferrailage.
- Rapidité d'exécution.

VI-5-1) Pré dimensionnement du radier :

Condition de coffrage

➤ **Nervure**

$$ht = \frac{L_{\max}}{10} = \frac{380}{10} = 38\text{cm} \Rightarrow h_t = 40\text{cm}$$

➤ **La dalle :**

$$h = \frac{L_{\max}}{20} = \frac{380}{20} = 19\text{cm} \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

❖ **Condition de rigidité**

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots \dots \dots (1)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots \dots \dots (2)$$

: Module d'élasticité du béton $E=32164.195\text{Mpa}$

I : inertie de la section du radier : $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K= 40\text{Mpa}$

b : La largeur de la semelle. Prend une bande de 1 m.

$$\text{De (1) et (2): } h_t \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164.195}} = 0.50\text{m}$$

$$\Rightarrow h_t = 90\text{cm}$$

❖ **Condition de cisaillement :**

$$= \frac{\quad}{\times} \leq \frac{0.07}{28}$$

$$= \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times} \times 1 = \frac{44832.94 \times 3.8}{2 \times 252.93} \times 1 = 336.78$$

N_d : l'effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.(ELU)

=44832.94KN (calcul etabs)

$$d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = \frac{336.78 \times 1.5}{0.07 \times 1 \times 25000} \geq 0.29 \Rightarrow d = 30\text{cm}$$

$$h = d + 5 = 35\text{cm}$$

A partir des deux conditions on prend :

$h_t = 90\text{ cm}$ Pour les nervures du radier.

$h = 30$. Pour la dalle de radier.

$b = 40\text{cm}$ (la largeur de la nervure).

$N_{Tot} = 44832.94\text{KN}$. (Poids total)

$$S_{bat} = 252.93\text{m}^2$$

$$Sr = \frac{N_{Tot}}{\sigma_{sol}} = \frac{44832.94}{200} = 224.17\text{m}^2 < S_{bat}$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle de radier, donc les règles de BAEL 91, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} = \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30cm\right) = 45$$

On prend : $L_{déb}=50cm$

$$S_{rad}=S_{bat}+S_{déb}$$

$$S_{rad} = 252.93 + 0.5 \times 70.5 = 288.18m^2.$$

➤ **détermination des efforts à la base du radier :**

❖ **Charge permanente :**

Poids de bâtiment :	28471.76KN
Poids de la dalle :	$P1=288.18 \times 0.3 \times 25=2161.35KN$
Poids de la nervure :	$P2=182.3 \times 0.4 \times 0.9 \times 25=1640.7KN$
Poids du remblais en TVO :	$P3=288.18 \times 17 \times 0.4=1959.624KN$
Poids de la dalle flottante :	$P4=288.18 \times 0.1 \times 25=720.45KN$
	Tot=34953.124KN

❖ **Charge d'exploitations :**

Surcharge du bâtiment :	4264.04KN
Surcharge du radier :	$288.18 \times 3.5=1008.63KN$
	QTot=5272.67KN

• **Combinaison de charge :**

A l'ELU :	$N_u=55095.72 KN$
A l'ELS :	$N_s=40225.79 KN$

VI.3.3.2.Les vérifications nécessaires :

a. Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le CBA93(article, A.5.2.4.2),on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

: Effort normal de calcul d'un poteau,

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

h : Hauteur de radier.

➤ **Sous poteaux :**

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$= (a' + b') \times 2$$

$$\begin{aligned} a' &= a + h = 0.6 + 0.6 \\ b' &= b + h = 0.6 + 0.6 \end{aligned} \Rightarrow \mu_c = 4.8\text{m}$$

$$\Rightarrow N_u = 2093.23 \text{ KN} \leq Q_u = 0.045 \times 4.8 \times 0.7 \times \frac{25000}{1.5} = 2520 \text{ KN la condition vérifiée}$$

➤ **Sous voiles :**

Cette vérification se fera pour le voile le plus sollicité.

$$= 4.8$$

$$N_u = 1818.41 \text{ KN} \leq Q_u = 2520 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M : Moment sismique à la base

Sens x - x':

A L'ELU :

$$Nu = 55095.72\text{KN.} \quad M = 1459.98\text{KN.m} ; Lx = 20.4\text{m} ; S = 288.18\text{m}^2.$$

$$e = 0.0265$$

$$\sigma_{\max} = 192.67\text{Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 189.69\text{Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 192.67 + 189.69}{4} = 191.93\text{Kpa} < \sigma_{sol} = 200\text{Kpa} \quad (\text{ok})$$

A L'ELS:

$$Ns = 40225.79\text{KN.} \quad M = 1459.98\text{KN.m} ; Lx = 20.4\text{m} ; S = 288.18\text{m}^2.$$

$$e = 0.0363$$

$$\sigma_{\max} = 141.07\text{Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 138.09\text{Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 141.07 + 138.09}{4} = 140.33\text{Kpa} < \sigma_{sol} = 200\text{Kpa} \quad (\text{ok})$$

Sens y - y':

A L'ELU :

$$Nu = 55095.72\text{KN.} \quad M = 1143.17\text{KN.m} ; Lx = 14.126\text{m} ; S = 288.18\text{m}^2.$$

$$e = 0.0207.$$

$$\sigma_{\max} = 192.87\text{Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 189.5\text{Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 192.87 + 189.5}{4} = 192.02\text{Kpa} < \sigma_{sol} = 200\text{Kpa} \quad (\text{ok})$$

A L'ELS:

$$Ns = 40225.79\text{KN.} \quad M = 1143.17\text{KN.m} ; Lx = 14.126\text{m} ; S = 288.18\text{m}^2.$$

$$e = 0.0284$$

$$\sigma_{\max} = 141.27\text{Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 137.9\text{Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 141.27 + 137.9}{4} = 140.42\text{Kpa} < \sigma_{sol} = 200\text{Kpa} \quad (\text{ok})$$

c-Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$Nu \geq p = fs \times H \times S \times \gamma_w$$

Avec : $\gamma_w = 1.5$, coefficient de sécurité.

= 1.3 m :Hauteur d'ancrage

S=288.18m :surface du radier.

= 10 /³, Poids volumique de l'eau.

= 40225.79

≥ =1.5 × 1.3 × 288.18 × 10 = 5619.51 é é .

d. Vérification au renversement :

Selon le RPA99/version2003 on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{L(x,y)}{4}$$

x - x :

$$e = 0.0265m < 5.1m \quad (\text{ok})$$

y - y :

$$e = 0.0207m < m \ 3.53m \quad (\text{ok})$$

VI.3.3.3.Etude de la dalle du radier :

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a. Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3.50m ; L_y = 3.80m.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{3.80} = 0.92.$$

$$\begin{aligned} > 0.4 \text{ donc le panneau travail dans les deux sens} \Rightarrow & : = 0.0438 \\ & : = 0.819 \\ & \Rightarrow : = 0.0510 \\ & : = 0.875 \end{aligned}$$

$$q_{um} = \sigma_{mu} = 192.02KN / m^2$$

$$q_{sm} = \sigma_{ms} = 140.42KN / m^2$$

$$= \times \times \Rightarrow = 103.02 .$$

$$= \times \Rightarrow = 84.38 .$$

$$= \times \times \Rightarrow = 87.73 .$$

$$= \times \Rightarrow = 76.76 .$$

Sachant que :

ELU :

En travée $= 0.85 \times = 87.567 .$ et $= 0.85 \times = 71.72 . .$

En appuis $= -0.5 \times = -51.51 .$ et $= 0.5 \times = -42.19 . .$

ELS :

En travée $= 0.85 \times = 74.57 .$ et $= 0.85 \times = 65.25 . .$

En appuis $= -0.5 \times = 43.86 .$ et $= -0.5 \times = -38.38 . .$

Le ferrailage se fait a la flexion simple pour une section rectangulaire b×h(1×0.45)

❖ **Condition de non fragilité :**

On a une dalle d'épaisseur $e \geq 12$ et > 0.4 donc la valeur minimale des armatures est :

$$= \frac{(3 -) \times \times}{2}$$

$$= \times \times$$

Pour des aciers Haut adhérence HEfeE400 ($= 0.0008$)

$$A_x = \frac{0.0008(3 - 0.92) \times 100 \times 30}{2} = 2.496 cm^2$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 cm^2$$

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1. Les armatures dans le radier

Sens	Localisation	M (KN.m)	(/)	(/)	é (/)	Choix /ml
X-X'	Travée	87.567	9.5571	2.496	10.78	7HA14
	Appuis	43.86	4.6807	2.496	7.92	7HA12
Y-Y'	Travée	71.72	7.7628	2.4	10.78	7HA14
	Appuis	42.19	4.4987	2.4	7.92	7HA12

b. Vérifications :**❖ Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{192.02 \times 3.8}{2} = 364.84 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{364.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.35 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.35 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérifications a l'ELS**• État limite de compression du béton**

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2. Vérification des contraintes dans le béton

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Sens xx	En travée	74.57	0.0795	7.8551	7.5482	15	Vérifiée
	En appuis	43.86	0.0698	6.1359	4.9909	15	Vérifiée
Sens yy	En travée	65.25	0.0795	7.8551	6.6048	15	Vérifiée
	En appuis	38.38	0.0698	6.1359	4.3673	15	Vérifiée

• Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI-3.Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴) ×10 ⁻⁴	σs(MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Sens xx	En travée	74.57	0.0795	7.8551	278.372	201,83	N.Vérifiée
	En appuis	43.86	0.0698	6.1359	219.996	201,83	N.Vérifiée
Sens yy	En travée	65.25	0.0795	7.8551	243.580	201,83	N.Vérifiée
	En appuis	38.38	0.0698	6.1359	192.509	201,83	Vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée en travées dans les deux sens. Donc il faut recalculer la section d'acier

Tableau.VI-4.Nouveau ferrailage

Localisation		A _{adop} (cm ² /ml)		S _t (cm)
Sens x-x	En Travée	8 HA16 =16.08	2.496	12.5
	En appuis	8 HA12 = 9.05	2.496	12.5
Sens y-y	En Travée	8 HA16=16.08	2.4	12.5
	En appuis	8 HA12=9.05	2.4	12.5

Les résultats des vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI-5.Vérification des contraintes nouvelles

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(m)	I(m ⁴) ×10 ⁻⁴	σs (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	74.57	16.08	0.0936	11	190.203	Vérifiée
	En appuis	43.86	9.05	0.0739	6.8352	193.570	Vérifiée
Sens y-y	En travée	65.25	16.08	0.0936	11	166.431	Vérifiée
	En appuis	38.38	9.05	0.0739	6.8352	169.385	Vérifiée

On constate que la vérification des contraintes d'acier est vérifiée

❖ Espacement des armatures :

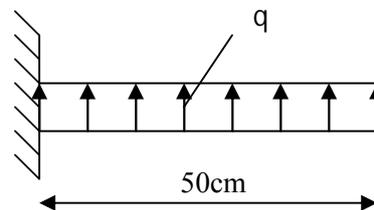
Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées99).

$St \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

VI.3.3.4.Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie

Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur.



VI-3. Schéma statique du débord

➤ Sollicitation de calcul :

A L'ELU :

$q_u = 192.02 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{192.02 \times 0.5^2}{2} = 24 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$q_s = 140.42 \text{ KN/m}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{140.42 \times 0.5^2}{2} = 17.55 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des armatures :

Les résultats de calcul du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-6. Les armatures dans le débord

	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A _{opt} /ml (cm ²)	Chois/ml
Débord	24	2.5365	3.26	4.52	4HA12

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{radier} > A_{débord} \Rightarrow$ le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } st = 25\text{cm}$$

VI3.3.5. Ferrailage des nervures :

❖ **Détermination des efforts :**

Pour détermination des efforts, on utilisera logiciel ETABS

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

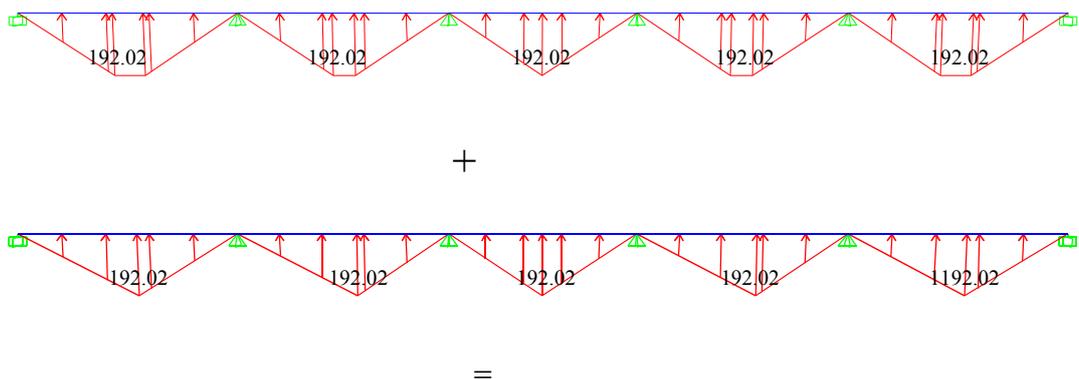
Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée.

➤ **Calcul des moments dans le sens (x-x) :**

Les nervures sont sollicitées par les charges uniformément répartie par mètre linéaire comme suit :

$$b=40\text{cm} ; h=90\text{cm} ; d=87.5\text{cm}$$

$$q_u=192.02 \text{ KN/m}^2 ; q_s=140.42 \text{ KN/m}^2.$$



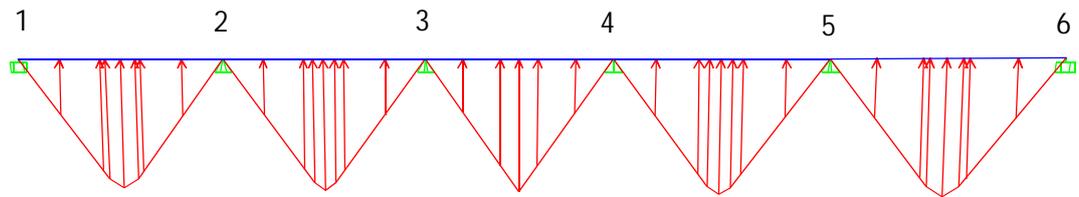


Figure.VI-4.Charges transmises aux nervures sens x-x.

Pour le calcul des efforts internes, on utilise le logiciel « ETABS », les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Moment aux appuis :

Tableau VI-7. Moment aux appuis (x-x)

combinaison	M1	M2	M3	M4	M5	M6
ELU	264.547	255.957	200.828	200.828	255.957	264.547
ELS	193.457	187.175	146.861	146.861	187.175	193.457

Moment en travée :

Tableau VI-8. Moment en travées (x-x)

combinaison	M(1-2)	M(2-3)	M(3-4)	M(4-5)	M(5-6)
ELU	146.69	141.76	87.20	141.76	146.69
ELS	107.27	103.66	63.77	103.66	107.27

Les efforts tranchants :

Tableau VI-9. Les efforts tranchants (x-x)

combinaison	M1	M2	M3	M4	M5	M6
ELU	362.49	357.58	321.98	321.98	357.58	362.49

A L'ELU

- Diagramme des moments fléchissant à L'ELU :

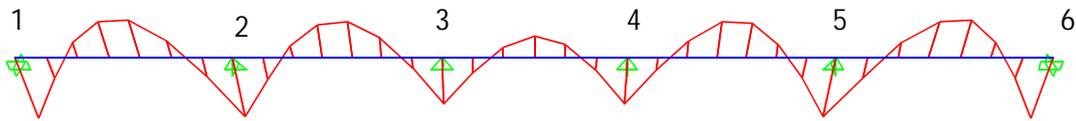


Figure VI-5. Diagramme des moments fléchissant à L'ELU(x-x)

- Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU :

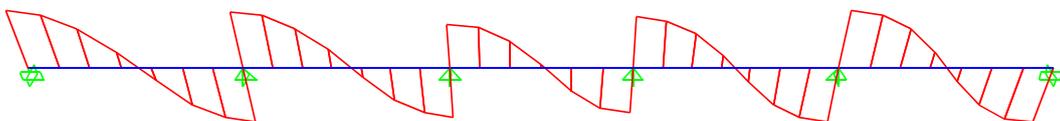


Figure VI-6. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU(x-x)

A L'ELS

- Diagramme des moments fléchissant à L'ELS:

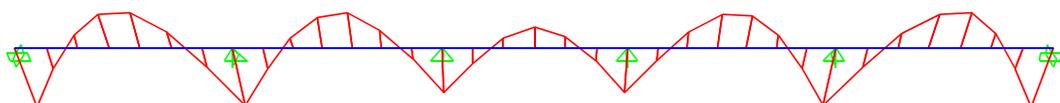


Figure VI-7. Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (x-x)

Calcul des moments dans le sens (y-y) :

$b=40\text{cm}$; $h=90\text{cm}$; $d=87.5\text{cm}$

$q_u=192.02\text{KN/m}^2$; $q_s=140.42\text{KN/m}^2$

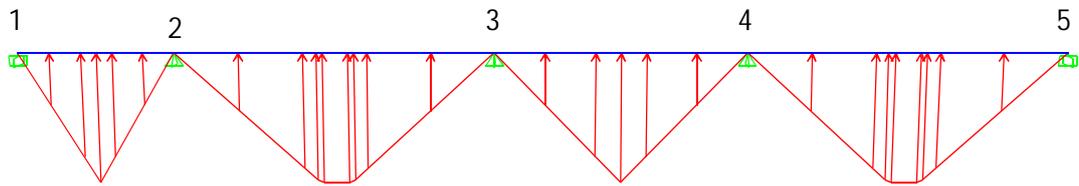


Figure.VI-8.Charges transmises aux nervures sens y-y.

Moment aux appuis :

Tableau VI-10. Moment aux appuis (y-y)

combinaison	M1	M2	M3	M4	M5
ELU	17.521	249.33	262.70	231.28	354.41
ELS	13.71	179.13	189.99	167.58	254.12

Moment en travée :

Tableau VI-11. Moment en travée (y-y)

combinaison	M(1-2)	M(2-3)	M(3-4)	M(4-5)
ELU	116.07	249.37	118.78	212.54
ELS	82.71	179	84.85	152.72

Les efforts tranchants :

Tableau VI-12.Les efforts tranchants (y-y)

combinaison	M1	M2	M3	M4	M5
ELU	52.32	397.32	404.36	368.44	433.24

A L'ELU

- **Diagramme des moments fléchissant à L'ELU :**

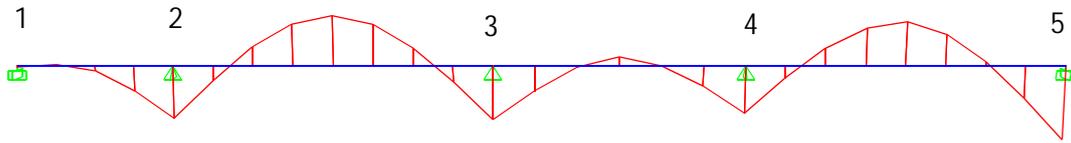


Figure VI-9. Diagramme des moments fléchissant à L'ELU(y-y)

- **Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU :**

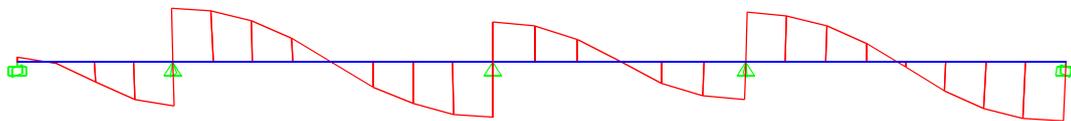


Figure VI-10. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU(y-y)

A L'ELS

- **Diagramme des moments fléchissant à L'ELS:**

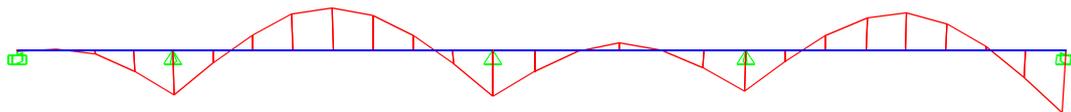


Figure VI-11. Diagramme des moments fléchissant à L'ELS(y-y)

- **Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS**

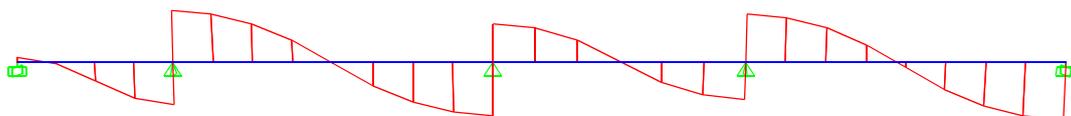


Figure VI-12. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS(y-y)

Ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travées

Mt=212.54KN.m ; Ma=354.41KN ; b₀=40cm ; h=90cm ; d=87.5cm ; b=120cm

Tableau VI-13.ferrailage de la nervure (y-y)

Zone	Mu (KN.m)	μbu	α	z	A cal	A _{adoptée} cm ²
Travée	212.54	0.0489	0.0627	0.8531	7.15	3HA20=9.42
Appuis	354.41	0.0815	0.1064	0.8378	12.1565	4HA20+2HA16=16.59

❖ **Verification à L'ELU:**

1) **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 40 \times 87.5 \times 2.1}{400} = 4.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2) **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-14.Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Sens Y-Y	433.24	1.23	2.5	Vérifiée

3) **Armature transversales:**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.667 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier de φ_t = 8mm

4) **Espacement des aciers transversaux**

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en zone courante

❖ **Vérifications a l'ELS**

• **État limite de compression du béton**

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-15.Vérification des contraintes dans le béton

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Sens yy	En travée	152.72	0.2158	0.0075	4.4061	15	Vérifiée
	En appuis	254.14	0.2736	0.0117	5.9262	15	Vérifiée

- **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI-16.Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Sens yy	En travée	152.72	0.2158	0.0075	201.8	201,83	Vérifiée
	En appuis	254.14	0.2736	0.0117	195.440	201,83	Vérifiée

On constate que la vérification des contraintes d'acier est vérifiée

Schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage du radier est montré sur la planche ci après

Remarques :

- On a opté pour un pré dimensionnement des poteaux de RDC par une section de (60x60) qui est différent par rapport a celle réalisé en chantier (40x40) pour objectif de vérifier l'interaction portique-voile sous charge verticale.
- On a opté pour un pré dimensionnement des poteaux circulaires de RDC avec un diamètre de 65cm différent a celle réalisé en chantier (D45) car on a augmenté la section des poteaux rectangulaires.

N.B : cette augmentation de section des poteaux touche tous les niveaux de notre projet pas uniquement le RDC.

- On a opté de faire l'ascenseur avec un seul voile dans le sens x-x diffèrent de ce qui réalisé en chantier avec trois voiles (deux dans le sens y-y et un dans le sens x-x) pour réduire la torsion trouvé dans le mode 1 .
- On a opté de ferrailer l'escalier avec des barres de T10 (les T10 sont suffisant) d'efférent avec celle réalisé en chantier (T12) pour des objectifs économiques.
- On a opté pour un pré dimensionnement de paillasse avec un épaisseur de 20cm différent a ce réalise en chantier (e=25) pour des objectifs économiques.
- On a opté a une disposition des voiles déférente de celle réalisé en chantier pour l'objectif de verifier l'interaction voiles- portiques sous chargement horizontale et verticale.
- On à le choix de ferrailer les poteaux de RDC avec 4T20+8T14 qui a une section $A=28.65\text{cm}^2$ inferieur légèrement a A_{\min} de RPA ($A_{\min}=28.8\text{cm}^2$) déférent de celle présenté en chapitre IV(16T16).
- On a opté de faire des voiles d'épaisseur 15cm a partir de 1^{ere} étage jusqu'à dernier étage déférent de ce que réalisé en chantier (tous les voiles ont un épaisseur de 20cm) pour des objectifs économique.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Par ailleurs, ce travail nous a permis de constater que, lors de l'exécution d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie civil ne doit pas limiter son étude aux divers calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établis en respectant trois critères indissociables à savoir la Résistance, la durabilité et l'économie. Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

Jean Perchat BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage ;
édition 1997 ».

CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».

Ministre de l'habitat DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version
2003 ».

Ministre de l'habitat et de l'urbanisme DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges
d'exploitation ; édition 1989 ».

Ministre de l'habitat D.T.R. BC 2.33.1 « Méthodes de calcul des fondations superficielles ».

Henry Thonier « Conception et calcul des structures de bâtiments ».

Mr .Belazougui« Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».

Autres documents consultés :

Cahiers de cours de cursus.3^{ème} année et Master1

Annexe IV
Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	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	80.09	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	150.80
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	188.50
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	226.20
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

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

Caractéristiques générales

Installation

en simple
pour les dispositions
en batterie,
consulter le table T31

Alimentation

collective (essence-
sélection, à analyse
permanente de trafic,
à ouverture centrale
trafic intense

Nombre de faces de service

simple accès

Portes automatiques

Distance mini entre niveaux

255 cm

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN cuvette local des machines			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3600	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3600	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	41	30000	11000	1500
433	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12800	2500
530	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	440	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	440	260	520	260	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Système autorisé par le Comité National de l'Ascenseur pour la Sécurité des Handicapés (Système simplifié n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81201 et

Il n'est pas possible de fournir des valeurs précises sans le contrôle d'un document général. S'agissant d'appareils à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider national.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_x}{l_y}$ \ $\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	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	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	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	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Annexe IV
Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	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	80.09	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	150.80
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	188.50
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	226.20
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