

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia

Faculté de la technologie

Département de GENIE CIVIL

# *Mémoire de fin d'études*

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil  
Option : Matériaux et Structure.

## *Thème*

*Etude d'un bâtiment (R +8+Sous-sol+duplex) à usage  
d'habitation et Commercial contreventé par un Système  
Mixte (Voiles - Portiques)*

Présenté par :

M<sup>r</sup> FERROUDJ Adel  
M<sup>lle</sup> BERKANI Amel

Encadré par :

M<sup>me</sup> Guettafi .N

Jury:

M<sup>me</sup> SOUIDI.F

M<sup>me</sup> SEKKOUR.H

*Promotion 2016/2017*

## **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout **la sécurité du public**, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+8+Sous-Sol+Duplex) qui regroupe commerces au niveau du RDC, et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes:

- **Quelle est la disposition meilleure des voiles pour avoir un bon comportement ?**
- **Quelles sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?**
- **Quel est le type de fondation qui convient à notre structure ?**

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitre, dont les trois premiers porteront la présentation du projet, en plus des calculs statiques, dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000V14. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du sixième chapitre.

---

## I.1 Introduction

Afin que l'étude en génie civil d'un bâtiment en béton armé soit bien faite, les connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui sont nécessaires, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation. A cet effet, on consacre ce premier chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

## I.2. Description architecturale du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (RDC+08+sous-sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- Le sous-sol (inaccessible).
- Le rez de chaussée à usage commercial.
- Du premier étage jusqu'au huitième étage à usage d'habitation (Chaque étage contient quatre logements de type F3).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 « article 3.2 » dans le groupe d'usage 2.

## I.3. Caractéristiques de la structure

### ➤ Caractéristiques géométriques

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit Sidi Ali Lebher, qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/version 2003, annexe1), en zone IIa (zone de moyenne sismicité).

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

- Hauteur totale du bâtiment :  $ht = 33,12$  m
  - Hauteur de sous-sol :  $hsous-sol = 4,10$  m
  - Hauteur du rez-de-chaussée :  $h_{RDC} = 3,88$  m
  - Hauteur d'étage courant :  $h_{étage} = 2,86$  m
  - Hauteur de la terrasse accessible :  $h_{étage} = 2,86$  m
  - La longueur en plan du RDC :  $L_{XRDC} = 16,6$  m
  - La largeur en plan du RDC :  $L_{YRDC} = 26,87$  m
  - La longueur en plan (étage 1, 7 et 8) :  $L_{X\ étage\ 1,\ 7,\ 8} = 18,25$  m
  - La largeur en plan (étage 1, 7 et 8) :  $L_{Y\ étage\ 1,\ 7,\ 8} = 28,35$  m
  - La longueur en plan (étage 2 à 6) :  $L_{X\ étage\ 2\ à\ 6} = 18,61$  m
-

- La largeur en plan (étage 2 à 6) :  $L_{y \text{ étage 2 à 6}} = 27,89 \text{ m}$

#### ➤ **Systèmes de contreventement**

Selon le *RPA99/2003* (Art 3.4.A.1.a), tout ouvrage dépassant les 14 m de hauteur, en zone IIa, il est indispensables d'introduire les voiles de contreventement, c'est bien le but de notre étude, choisir un système qui sera plus économique et résistant. En introduisant donc un système de contreventement mixte (voiles-portiques) avec justification d'interaction portique voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

#### ➤ **Données géotechniques du site**

Afin de vous donner un aperçu sur la qualité du sol et les données à prendre en considération dans le calcul des fondations, nous avons exploité les résultats des essais in situ (essais pénétrométriques, sondages carottés) ainsi que les résultats des essais au laboratoire (teneur en eau, résistance au cisaillement...)

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Le terrain de la parcelle étudiée pour recevoir les immeubles de l'ensemble immobilier au profit d'un groupe de promoteur et commandée par le maître de l'œuvre BET AXXAM, est constitué d'un sol de faible à moyenne portance.
- Le terrain est plat, constitué de limons marneux sablonneuse graveleux, à marneuse sablonneuse mélangé parfois de vases, en profondeur.
- Une contrainte de sol de 1.08 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 3,20 m.
- Le sol est de catégorie : S3 qui concernent les sols meubles

- Angle de frottement de  $\varphi_u=13^\circ$ , et une cohésion  $C_u$  avoisinant 0.30 bar (prise =0 ; le cas le plus défavorable), une densité humide  $\gamma_h=9,5$  KN/m<sup>3</sup>.
- La contrainte admissible du sol est de 1.08 bars.
- Pour ce qui est des analyses chimiques et minéralogiques du sol, elles indiquent une agressivité faible du sol (sulfates, carbonates, chlorures, ..).

➤ **Conclusion et recommandation :**

Les essais pénétrométriques dynamiques et statiques ont révélé un terrain relativement hétérogène vis-à-vis de sa résistance, essentiellement dans le sens latéral.

- La profondeur de la sous face du radier sera au moins 3,20 m de la surface du sol, et dans le cas supérieur au 1 / 10 de la hauteur de l'immeuble projeté.
- Le radier et les parois doivent être étanches et suffisamment résistants, pour s'opposer aux sous pressions provoquées par les eaux interstitielles (cuvelage).
- Le risque de liquéfaction du sol est relativement minime, mais peut devenir préjudiciable à long terme suite à des séismes répétés.
- Les radiers doivent être posés sur des lits en pierres et galets d'environ 20 à 30 cm d'épaisseurs.

Par ailleurs, il est préconisé :

- L'étude et la réalisation d'un système de drainage très efficace autours et sous les constructions.
- Ne pas laisser les fouilles trop longtemps ouvertes.
- Favoriser la création d'espaces verts et plantations d'arbres pour l'évapotranspiration du sous-sol.
- Réalisation d'une forme étanche au pourtour des constructions.

➤ **Présentation de la structure**

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier, cette dernière constituée de deux volées, et d'un palier réalisé en béton armé coulé sur place.

Au niveau du 8ème étage, l'accès aux buanderies (de 8ème étage au niveau supérieur) se fait à l'aide d'un duplex, un escalier balancé qu'on supposera en bois ou métallique.

➤ **Éléments de l'ouvrage**

❖ **Les planchers** : Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, qui assurent la transmission des charges verticales aux éléments structuraux. On distingue deux types :

**Les planchers en corps creux** : Ce sont des planchers composés du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis.

**Les planchers en dalle pleine** : Ce sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé, leurs épaisseurs dépendant des conditions d'utilisation.

**Poutres** : Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement est déterminé selon des conditions bien définies. On distingue deux types : les poutres principales et les poutres secondaires.

**Poteaux** : Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

**Voiles** : Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

**Les escaliers** : Des éléments secondaires réalisés en béton armé coulé sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

**Local d'ascenseur** : L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de sa cabine et de sa machinerie.

➤ **Les éléments de remplissages**

❖ **La maçonnerie**

**Les murs extérieurs** : Ils seront réalisés en double cloisons de briques creuses (15+10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.

**Les murs de séparation intérieurs** : Seront en une seule paroi de brique de 10 cm.

❖ **Les revêtements** : Les revêtements de la structure sont constitués de :

- Carrelage de 2 cm pour les planchers courants.
- De l'enduit de ciment pour les murs intérieurs et les plafonds.
- De mortier pour les murs de façade.

➤ **L'infrastructure**

- **Les fondations** : Elles sont réalisées en béton armé pour assurer les fonctions suivantes:

- ✓ Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- ✓ Limiter les tassements différentiels.
- ✓ L'encastrement de la structure dans le sol.
- **Les voiles périphériques** : Sont des voiles en béton armé qui entourent la périphérie du sous-sol pour reprendre les poussées des terres.

#### I.4. Réglementation et hypothèses de calcul aux états limites

##### ➤ **Etat Limite Ultime « E L U »**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. On distingue dans ce cas trois états limites :

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

Et d'après le CBA93 (Art A.4.3.2), les hypothèses de calculs sont :

- les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation; VH de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

##### ➤ **Etat Limite de Service « E L S »**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

On distingue trois états limites :

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

D'après le CBA93 (Art A.4.5), les hypothèses de calculs sont :

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ ) avec  $E_s$  : module de Young de l'acier  $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

### **I.5.Caractéristiques des matériaux utilisés**

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire les exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalent BAEL 91) à savoir :

#### **➤ Béton**

Le béton est un matériau composite homogène constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. A ces composantes s'ajoutent des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi introduits pour améliorer la compacité des bétons. Parmi ces constituants : Le ciment, les granulats, l'eau de gâchage, les adjuvants.

#### **➤ Caractéristiques du béton**

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression à l'âge de 28 jours est de 25 MPa, et par conséquent :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{CBA 93 (Art 2.1.1.2)}$$

#### **➤ Résistance mécanique à la compression**



Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur mécanique requise, notée  $f^{c28}$

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se refait à la

mécanique  $f^{cj}$  obtenue au jour (j) considéré. Résistance

On peut admettre (selon CBA 91) que pour  $j \leq 28$  la résistance suit approximativement les lois suivantes :  $f^{cj}$  de béton non traité thermiquement

$$f^{cj} = \sqrt[4]{4.76 \cdot j^{0.83}} \cdot f^{c28} \quad \text{pour } f^{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f^{cj} = \sqrt[4]{1.4 \cdot j^{0.95}} \cdot f^{c28} \quad \text{pour } f^{c28} > 40 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

pour  $j \leq 28$  jours  $f_{c28} \leq 1.10 \cdot f^{c28}$

Avec :  $f_{cj} = f_{c28} = j \geq 28$  jours

Pour le présent projet on adoptera un béton de classe C25/30

Avec :

- $f_{c28} = 25$  MPa : C'est la résistance d'une éprouvette cylindrique de dimension (16cm\*32cm).
- $f_{c28} = 30$  MPa : C'est la résistance d'une éprouvette cubique de dimension (25cm\*25cm).

#### ➤ Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91)

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours, notée  $f_{tj}$ , est définie conventionnellement selon le BAEL91 (Art : A.2.1, 12) par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 \cdot 0.06 \cdot f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{Si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 \cdot f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{Si } f_{cj} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

➤ **Contrainte limite**

**a) Contraintes limites du béton (Art 4-3. 41 BAEL91)**

Elle est notée  $\sigma_{bc}$  tel que :  $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$  MPa

Le coefficient de minoration 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\theta = 1,5$  cas d'actions courantes.

$\theta = 1,15$  cas d'actions accidentelles.

$\gamma_b = 1$  durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\gamma_b = 0,9$  durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\gamma_b = 0,85$  durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Pour notre cas on prend :  $f_{bc} = 14,20$  MPa ;  $\gamma_b = 1$

**b) Contrainte de service à la compression (Art A-4.5.2 BAEL91)**

Elle est notée  $\sigma_{bc}$  tel que :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$  MPa La contrainte limite de cisaillement est donnée par la relation:

Pour notre cas :  $f_{c28} = 25$  MPa, donc,  $\sigma_{bc} = 15$  MPa

➤ **Module de déformation longitudinale du béton  $E_j$**

Le module de déformation instantané :

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures :

$$E_j = 1100^3 \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

□ le module de déformation différé :

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (Art 5.1, 211 BAEL91)**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des

barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

	$f_{cj}$
	$\sigma_{adm} \leq \min(0.20 \sigma_u ; 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible F.P.N : $\sigma_b$
$\sigma_u \leq 3,33 \text{ MPa}$	—
	Pour les situations durables ou transitoires.
$\sigma_u \leq 4,34 \text{ MPa}$	—
	Pour les situations accidentelles.

	$f_{cj}$
	$\sigma_{adm} \leq \min(0.15 \sigma_u ; 4 \text{ MPa})$
	—
	Fissuration nuisible ou très nuisible F.N ou F.T.N : $\sigma_b$
$\sigma_u \leq 2,5 \text{ MPa}$	—
	Pour les situations durables ou transitoires.
$\sigma_u \leq 3,26 \text{ MPa}$	—
	Pour les situations accidentelles.

➤ **Les aciers**

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression, ainsi que de sa limite d'élasticité. Le rôle des aciers et de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

## Principales armatures utilisées

Tableau I.1.  $f_c$  en fonction du type d'acier.

Type	Aciers ronds lisses			Aciers à haute adhérence		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235		FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_c$ (MPa)	215	235		400	500	500	500

Pour notre projet on va utiliser trois types de nuance d'acier :

- Haute adhérence de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- Ronds lisses de nuance FeE235 (pour les armatures transversales des poutrelles).
- Treillis soudés de nuance Fe235 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).

### ➤ Résistance caractéristique de l'acier

❖ À l'ELU : notée  $\sigma_{st}$  tel que :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  Avec :

$\gamma_s = 1.15$  Pour situations normales

$\gamma_s = 1.00$  Pour situations accidentelles

Pour le cas de ce projet :  $\sigma_s = 348$  MPa Pour une situation courante.  $\sigma_s = 400$  MPa Pour une situation accidentelle.

❖ À l'ELS :

Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification n'est préconisée.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

$$\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les aciers HA} \\ 1 & \text{pour les aciers ronds lisses, treillis soudés.} \\ 1.3 & \text{pour les hautes adhérences.} \end{cases}$$

## I.6. Actions et sollicitations de calcul

### ➤ Les actions

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc....) aux déformations imposées à une construction (retrait, fluage, variation de température, tassement d'appuis, etc. ...), on distingue trois types d'action :

**a) Les actions permanentes (G)**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure
- Le poids des cloisons, revêtements.
- Le poids des poussées des terres et des liquides.

**b) Les actions variables (Q)**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps. Elles correspondent aux :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Action dues à la température.

**c) Les actions accidentelles (F<sub>A</sub>)**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, avalanches.....etc)

**➤ Les sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments

(Moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir d'une combinaison d'actions données.

**➤ A l'état limite ultime ELU:**

La combinaison utilisée dans notre étude :  $N_u = 1.35G + 1.5Q$

**➤ A l'état Limite de Service ELS:**

$$N_s = G + Q \sum$$

**➤ Sollicitations sismiques:**

- Les combinaisons sismiques données par RPA 99 Version 2003):

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2E \quad \text{pour le cas des poteaux}$$

**➤ Règlements et normes utilisées**

Les règlements utilisés sont :

- 
- CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
  - BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites).
  - RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien).
  - DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
  - DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).

### I.7. Conclusion

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation de notre structure sont :

$$\begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \gamma_s = \\ 1.15 & f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPa} & f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} \end{array}$$

## II.1. Introduction :

Dans le but de garantir une bonne transmission des différentes charges et sollicitations au sol, les éléments de la structure doivent avoir des sections suffisantes. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...). C'est ce qui fait l'objet de ce deuxième chapitre.

## II .2. Les planchers

### II.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

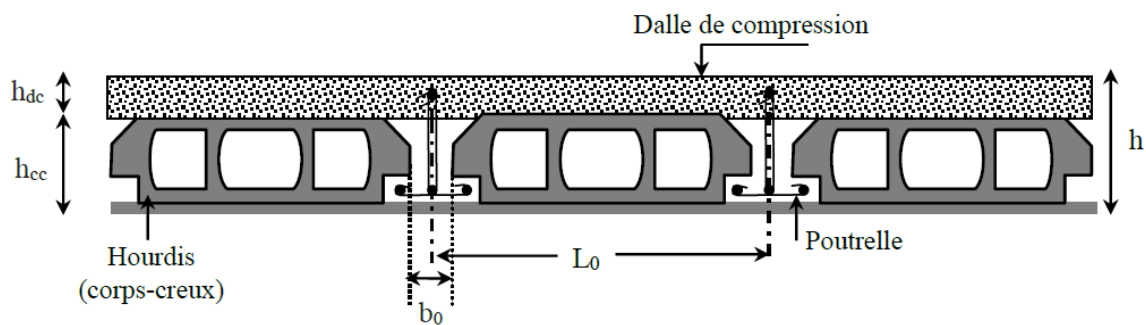
$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

$h_t$  : hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 4,65 - 0,30 = 4,35 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{435}{22,5} = 19,33\text{cm} \quad \text{soit } h_t = 20\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16+4)=20\text{cm}$ .



**Figure II.1.** Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

- $h_{cc}$  : hauteur du corps creux.
- $h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.
- $b_0$  : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- $L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

## ❖ Poutrelles

Ce sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher. Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple, la nervure est solidaire avec la dalle de compression.

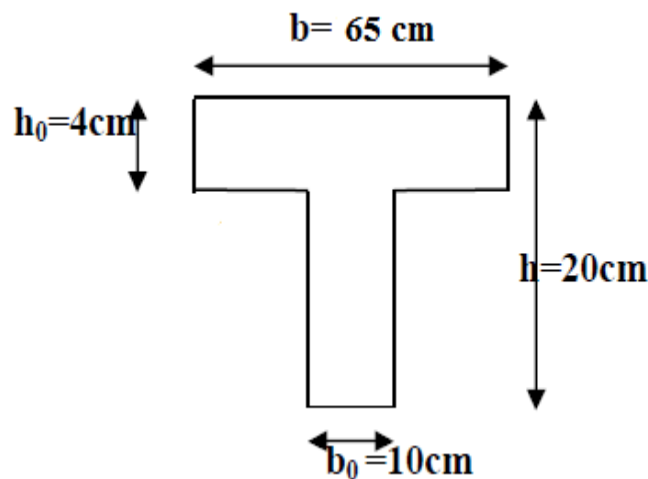
Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

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

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire les flèches.

La largeur de la table de compression à prendre est définie par:

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$



**Figure II.2.** Coupe transversale d'une poutrelle.

$l_x$  : Distance entre nus de poutrelles.  $l_x = l_0 - b_0$  ;  $l_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$

$l_y$  : Longueur minimale entre nus d'appuis d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles ;  $l_y = 355 - 30 = 325\text{ cm}$ .

$b_0$  : Largeur de la nervure ;  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm})$  ; Soit :  $b_0 = 10\text{cm}$

Ce qui donne :  $\frac{b - b_0}{2} \leq \text{Min}(27,5; 32,5)$  , donc :

$b$  : Largeur efficace de la dalle qui forme avec la nervure un élément monolithique;  $b = 65\text{cm}$ .

$h_0 = 4\text{cm}$  épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20\text{cm}$  hauteur totale de la poutrelle.



Sur la figure suivante (II.3) nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement de nos différentes dalles pleines.

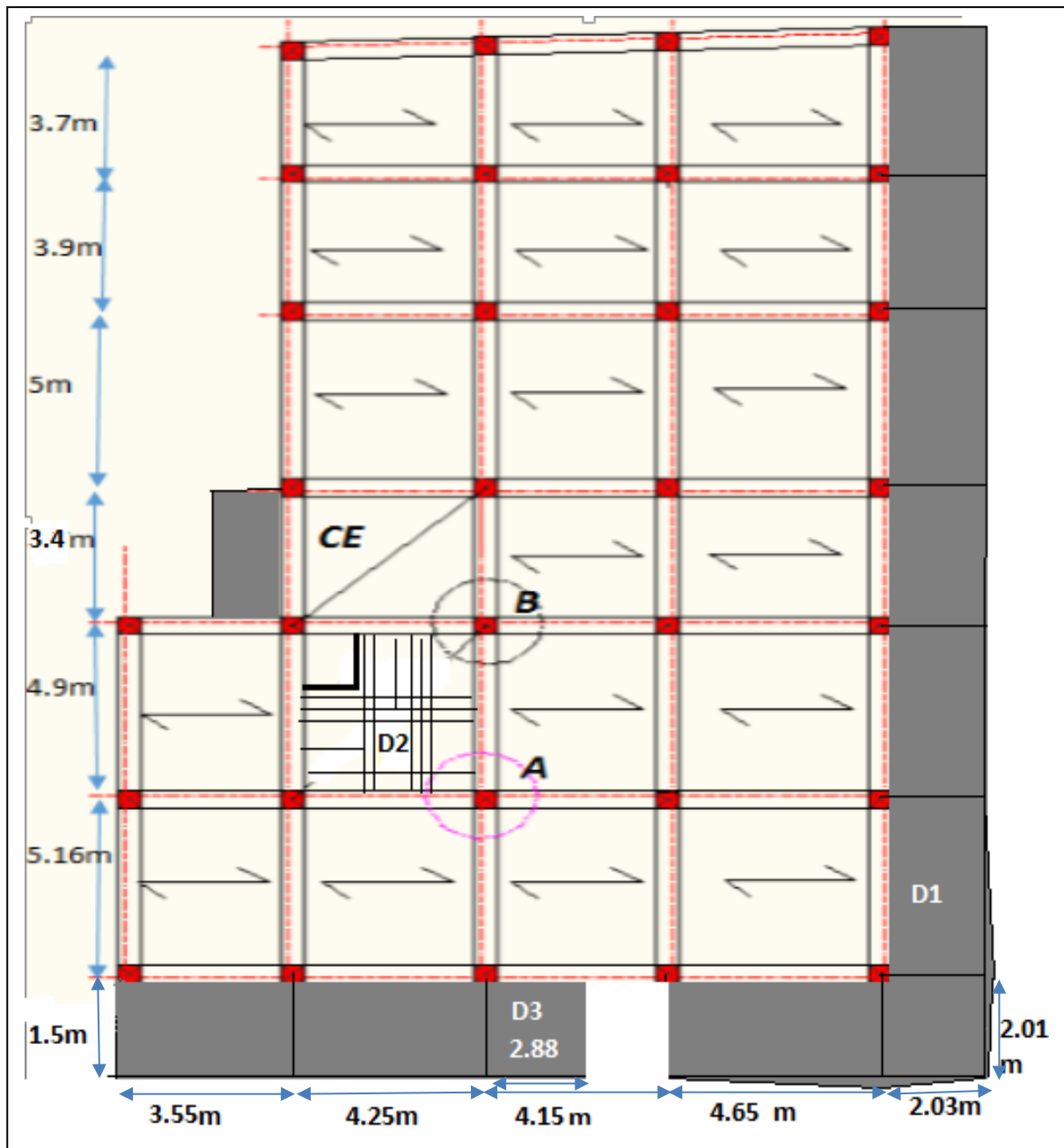


Figure II.3. Schéma de disposition des poutrelles pour le plancher étage courant

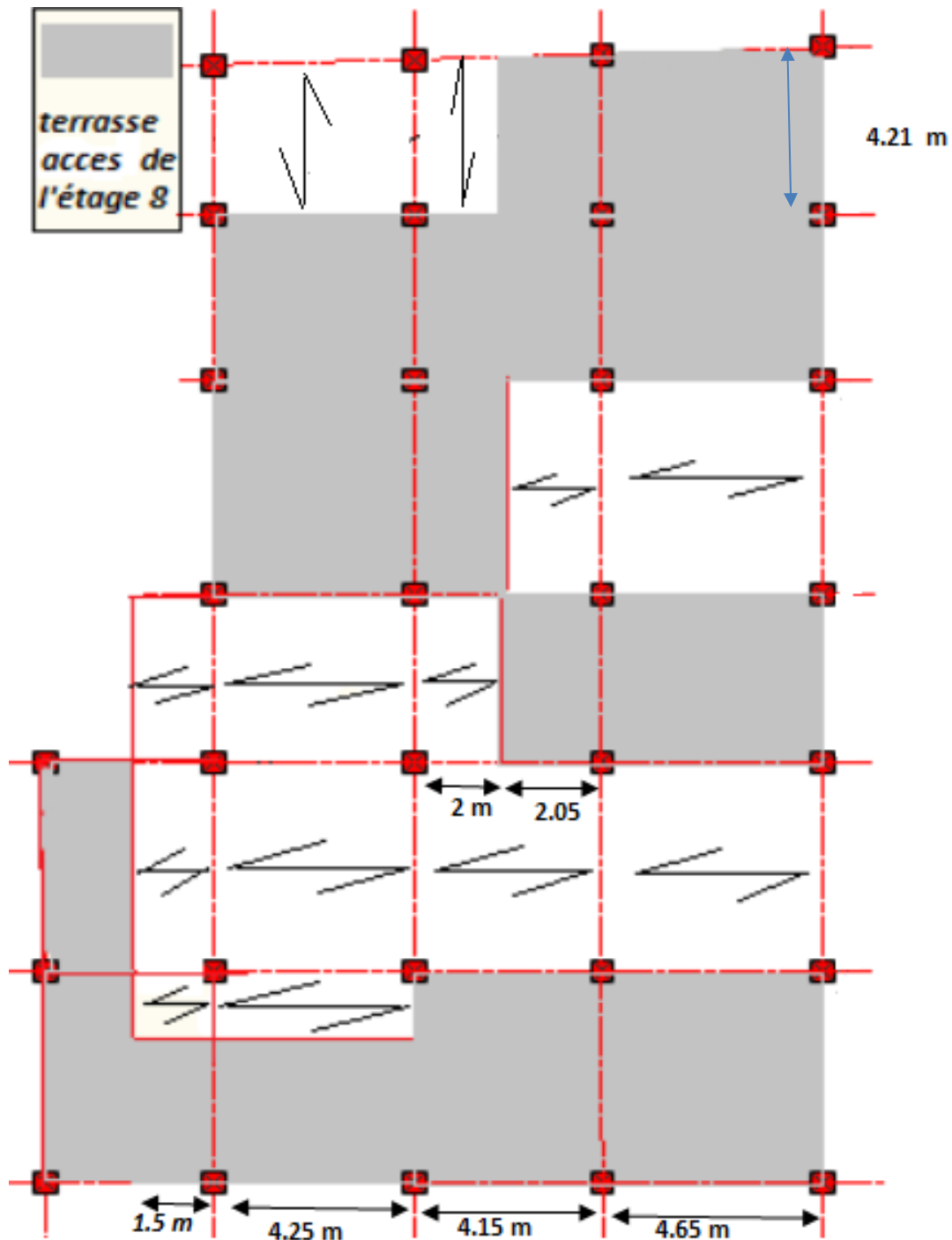


Figure II.4. Schéma de disposition des poutrelles pour la terrasse inaccessible de l'étage 8

### II.2.2. Plancher à dalle pleine

Ce type de plancher est généralement utilisé quand Le plancher à corps creux ne peut être utilisé, soit la surcharge est important (Q) et / ou les travées sont importantes.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

**a. Résistance au feu (CBA93)**

- $e \geq 7$  cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu ; Avec :  $e$  = épaisseur de la dalle

**b. Résistance à la flexion**

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

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles :  $e \geq \frac{L_x}{20}$  .
- Pour les dalles avec  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

$L_x$  : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

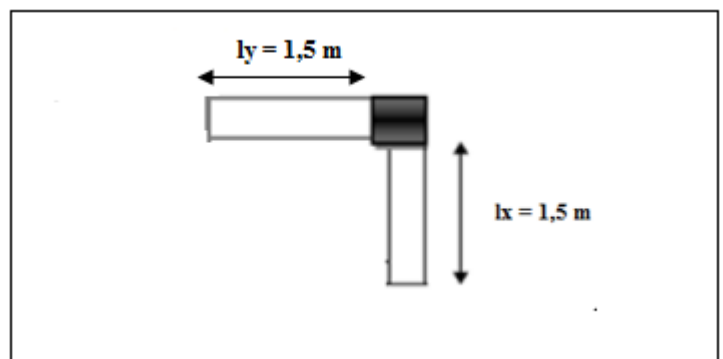
$L_y$  : la grand portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

**Dalle sur 2 appuis****Type 1:  $\rho = 1$** 

On a:  $L_x = 1,50$  m;  $L_y = 1,5$  m

$$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

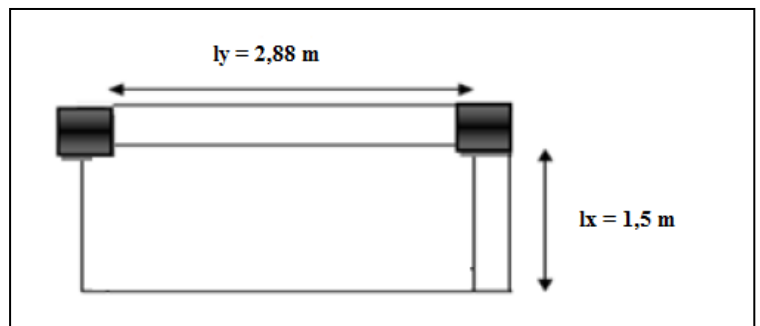
$$\Rightarrow \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \Rightarrow 4,28 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}$$

**Type 2:  $\rho > 0,4$** 

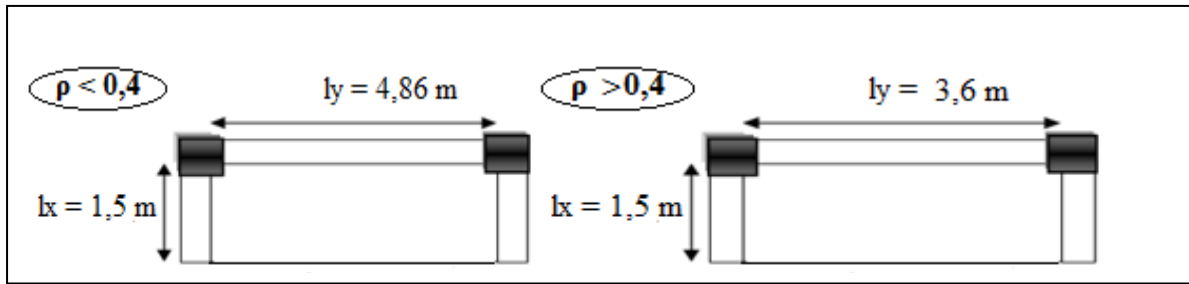
On a:  $L_x = 1,50$  m ;  $L_y = 2,88$  m

$$\rho = 0,52 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

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



❖ Dalle sur 3 appuis (balcon)



Type 1:  $\rho < 0,4$

On a:  $L_x = 1,50m$  ;  $L_y = 4,86 m$

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

Type 2:  $\rho > 0,4$

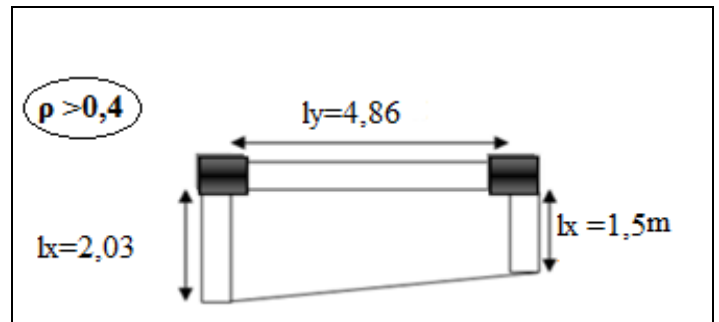
On a:  $L_x = 1,50m$  ;  $L_y = 3,60m$

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

Type 3:  $\rho > 0,4$

On a:  $L_x = 2,03m$  ;  $L_y = 4,86m$

$$\frac{203}{45} \leq e \leq \frac{203}{40} \Rightarrow 4,5 \text{ cm} \leq e \leq 5,075 \text{ cm}$$

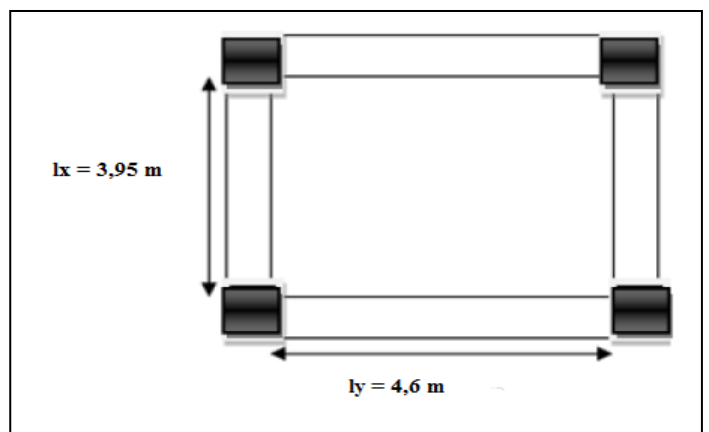


\* Dalle sur 4 appuis (local machine)

On a:  $L_x = 3,95m$  ;  $L_y = 4,60m$

$$\rho = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\Rightarrow \frac{395}{45} \leq e \leq \frac{395}{40} \Rightarrow 8,77 \text{ cm} \leq e \leq 9,875 \text{ cm}$$



Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte pour une épaisseur des dalles  $e = 14 \text{ cm}$ .

II.3. Les escaliers

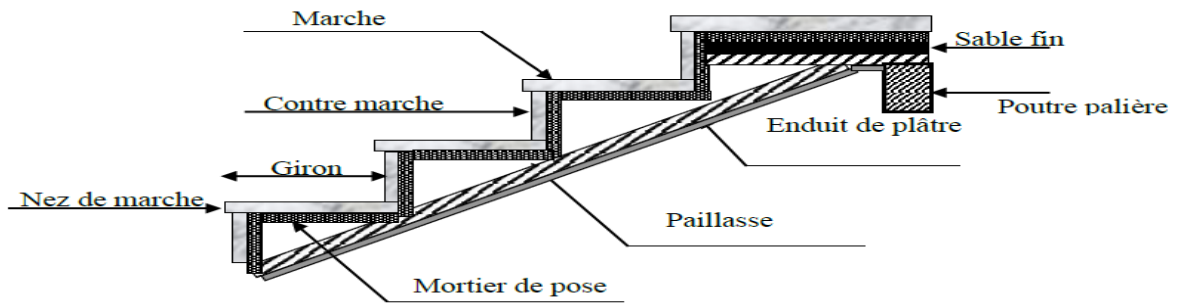


Figure II.5. Schéma d'un escalier

❖ Pré dimensionnement des escaliers

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :  $59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$ ..... (1).

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

H : la hauteur de la volée.

L : longueur totale en appui inclinée.

L<sub>0</sub> : la longueur projetée de la volée.

L<sub>p</sub> : la longueur de palier de départ et d'arrivée

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n} :$$

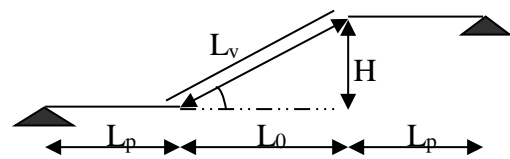


Figure II. 6. Schéma statique l'escalier

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / (n-1)$$

En remplaçant h et g dans (1)

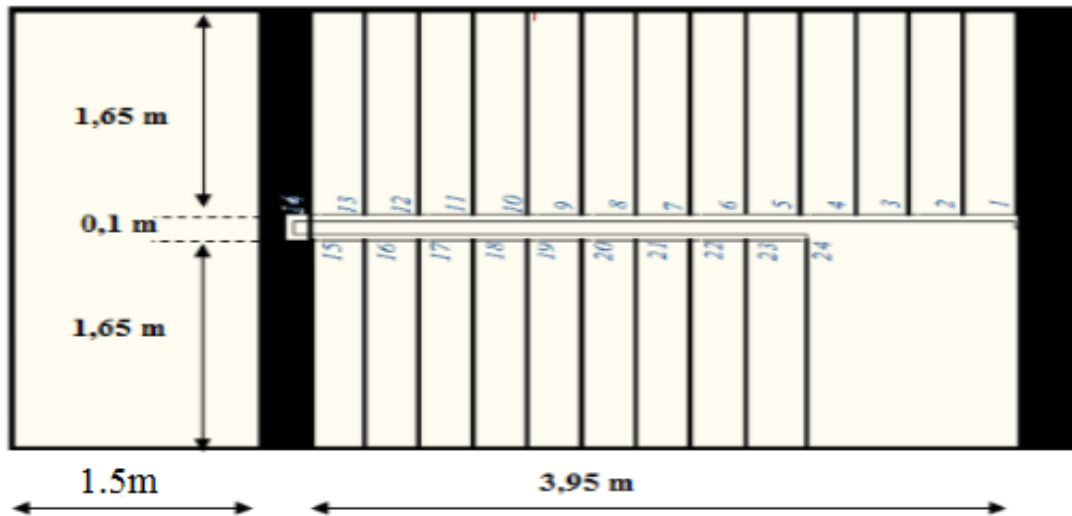
$$g + 2 \times h = 64\text{cm}$$

$$L_0 / (n - 1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm}$$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0$$

n : c'est la solution de l'équation

Notre cas on a un seul type d'escalier, c'est un escalier à 2 volées (étage courant)

Type 1 : Escalier à deux volée (de RDC au 1<sup>er</sup> étage)Figure II.7. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées (de RDC au 1<sup>er</sup> étage)

H : la hauteur du palier ;

$L_0$  : longueur projetée de la volée ;

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier de repos ;

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**
- la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
- le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \quad (1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donner par  $n = H/h$

On fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :  $n = 238/17 = 14$  contres marches

⇒ le nombre de marche est  $(n - 1) = 13$  marches

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{395}{13} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron  $g = 30$  cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- **Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{2,38}{3,95} \right) = 30,75^\circ$$

- **Epaisseur de la paille (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

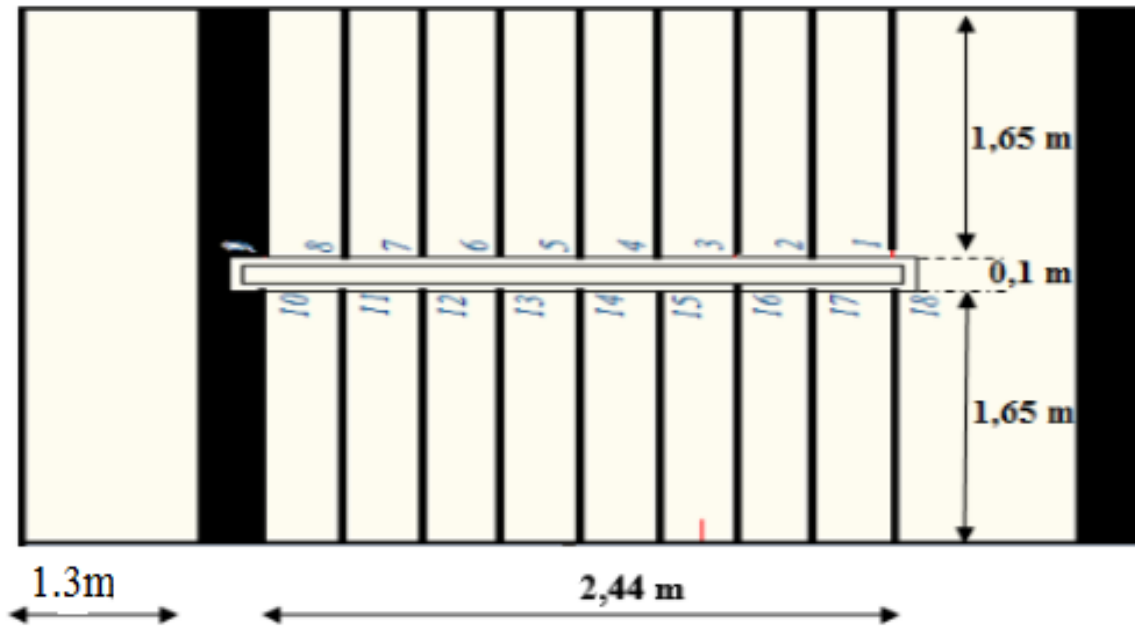
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ \dots \dots \dots \text{pour 2 heures de coupe feu} \end{array} \right. \Leftrightarrow \frac{461}{30} \leq e \leq \frac{461}{20} \quad 15,36 \text{ cm} \leq e \leq 23,05 \text{ cm}$$

Avec  $L = L_v$  : la longueur développée

Soit  $e = 17 \text{ cm}$

**Tableau II.1.** Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1)

H1 (cm)	H2 (cm)	h (cm)	n	G (cm)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>p</sub>	L <sub>v</sub>	L (m)	$\alpha$	e (cm)
2,38	1,7	17	24	30	3,95	1,74	4,61	4,61	30,75	17

Type 2 : Escalier droit à deux volées de l'étage courant (1er au 8<sup>ème</sup> étage)Figure II.9. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées (1er au 8<sup>ème</sup> étage)

On fixant la hauteur des contres marches  $h$  à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :  $n = 153/17 = 9$  contres marches

⇒ le nombre de marche est  $(n - 1) = 8$  marches

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{244}{8} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron  $g = 30$  cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- **Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{1,53}{2,44} \right) = 32,08^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \right. \quad \Leftrightarrow \quad \frac{418}{30} \leq e \leq \frac{418}{20} \quad 13.93 \text{ cm} \leq e \leq 20.9 \text{ cm}$$

Avec  $L = L_v + L_p$ : la longueur développée



Soit  $e = 15 \text{ cm}$

**Tableau II.2.** Dimensionnement de volée 2

H (cm)	h (cm)	n	g (cm)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>p</sub> (m)	L <sub>v</sub> (m)	L (m)	A	e (cm)
1,53	17	9	30	2,44	1,30	2,88	4,18	32,08	15

## II.4. Les poutres

### a- Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

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

$h$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

On suppose des poteaux de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} \underline{AN}: \quad L_{\max} &= 516 - 30 = 486 \text{ cm} \\ &\Rightarrow 32,4 \text{ cm} \leq h \leq 48,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

On prend:  **$h = 40 \text{ cm}$ ;  $b = 30 \text{ cm}$**

#### • Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$  ; on a  $b = 30 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$  ; on a  $h = 40 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $h/b < 4$  ; on a  $40/30 = 1,33 < 4$  condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  **$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .**

### b- Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

AN :

$$L_{\max} = 465 - 30 = 435 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 29 \text{ cm} \leq h \leq 43,5 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35cm. b = 30cm.**

### • Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$  ; on a  $b = 30\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$  ; on a  $h = 35\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h/b < 4$  ; on a  $35/30 = 1,167 < 4$  condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : **(b×h) = (30× 35) cm<sup>2</sup>.**

### ➤ La poutre palière

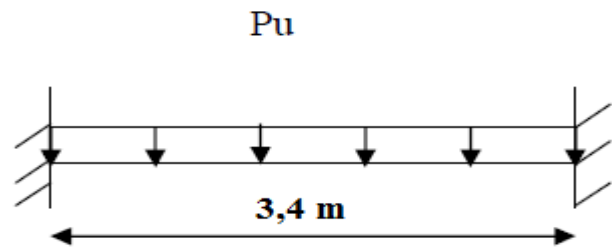
#### Dimensionnement

#### Condition de RPA :

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

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$$



**Figure II.11.** Schéma statique de la poutre palière

Condition de la flèche :

$$L = 3,4 - 0,3 = 3,10 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20,66 \leq h \leq 31$$

On prend : **h = 30 cm**

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

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est:  $P=25 \times S \times h$  ; avec  $h$  : hauteur d'étage ;  $S$  : surface du poteau ( $b_1 \times h_1$ )

## II.5. Étude d'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_P$ .

➤ **Hypothèses de calcul :**

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.
- Le poids propre et la charge d'exploitation :

$$S = (0,8 \times 0,05) + (0,1 \times 0,035) + (0,064) \times 0,1/2$$

$$S = 0,0467 \text{ m}^2$$

• **Charge Permanente :**

▪ **Poids propre :**

$$G = \gamma b \times S.$$

$$G = 25 \times 0,0867 \Rightarrow G = 2,1675 \text{ KN/ml.}$$

▪ **Enduit de ciment :**

$$G_c = \gamma_c \times p \times e$$

P : périmètre de l'acrotère

$$P = 0,8 + 0,05 + \sqrt{0,1^2 + 0,064^2} + 0,035 + 0,1 + 0,771 + 0,05$$

$$P = 1,88 \text{ m}$$

$$G_c = 18 \times 1,88 \times 0,015$$

$$G_c = 0,5076 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1,1675 + 0,5076 = 1,6751 \text{ KN/ml.}$$

• **La Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

**II.6. Les voiles**

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1). Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme.

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles se fait par les conditions suivantes :

- $e \geq \frac{h_e}{20}$  pour les voiles simple.
- $e \geq 15 \text{ cm}$

Donc ;  $e \geq \max (h_e/20; 15 \text{ cm})$

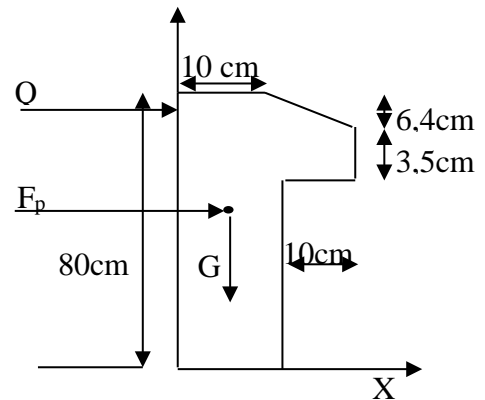
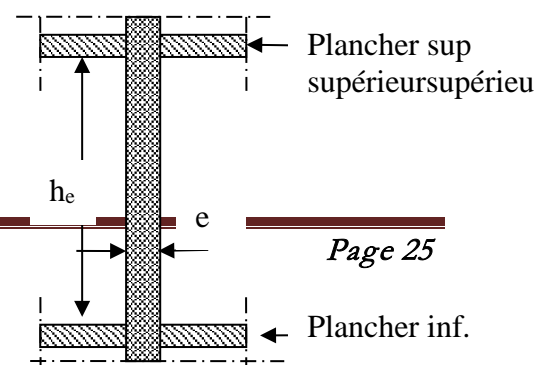


Figure II.12. : Coupe transversale de l'acrotère



Avec :  $h_e$  : hauteur libre d'étage ;  
 $e$  : l'épaisseur de voile

On a :

➤  $h_e = 430 - 20 = 410$  cm pour le sous-sol.

$e \geq \max(20,5 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e = 20$  cm

➤  $h_e = 408 - 20 = 388$  cm pour le RDC.

$e \geq \max(19,4 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e = 20$  cm

➤  $h_e = 306 - 20 = 286$  cm pour l'étage courant.

$e \geq \max(14,3 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e = 15$  cm.

Donc on adopte des voiles de contreventement d'épaisseur :

$e = 20$  cm dans le sous-sol, et le RDC

$e = 15$  cm dans les étages courants.

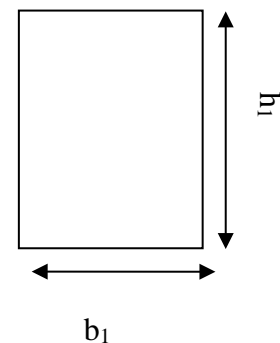
### II.7. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges de poteau le plus chargé. Selon le RPA99 (version 2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

**Condition RPA :**

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$



Tel que :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3,88$  m pour le RDC.

$h_e = 2,86$  m pour l'étage courant.

$h_e = 4,10$  m pour le sous-sol.

On adopte préalablement la section des poteaux ( $b_1 \times h_1$ ) comme suit :

- ❖ Sous-sol et le RDC est de section (50x50) cm<sup>2</sup>.
- ❖ Le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage est de section (45x50) cm<sup>2</sup>.
- ❖ Le 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage est de section (45x45) cm<sup>2</sup>.
- ❖ Le 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage est de section (40x45) cm<sup>2</sup>.
- ❖ Le 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage est de section (40x40) cm<sup>2</sup>.

## II.8. Evaluation des charges permanentes :

- Plancher à corps creux

Tableau II.3. : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Gravions roulé de protection	20	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,20
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,2	2,85
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G = 6,25</b>		
<b>Charge d'exploitation Q</b>	<b>Q=1</b>		

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher étage courant à corps creux.

Désignation des éléments	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison de séparation	/	/	1,00
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,2	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G = 5,21</b>		
<b>Charge d'exploitation Q</b>	<b>Q= 1,5</b>		

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher en dalle pleine

Désignation des éléments	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	25	0,12	3
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit de ciment	18	0,015	0,27

Cloison	/	/	1
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G = 5,43</b>		
<b>Charge d'exploitation Q<sub>habitation</sub></b>	<b>Q = 2,5</b>		
<b>Charge d'exploitation Q<sub>commerciale</sub></b>	<b>Q = 5</b>		

○ **Balcons**

**Tableau II.6** Evaluation des charges du balcon

Désignation des éléments	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher dalle pleine	25	0,12	3,00
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G = 4,43</b>		
<b>Charge d'exploitation Q</b>	<b>Q = 3,5</b>		

○ **Murs extérieurs double parois en brique creuses**

**Tableau II.7** Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Briques creuses extérieur	9	0,15	1,35
Briques creuses intérieur	9	0,10	0,90
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G = 2,72</b>		

○ **Murs intérieurs une seule paroi en brique creuse**

**Tableau II.8** Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

Désignation des éléments	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Briques creuses intérieur	9	0,10	0,90

Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G = 1,30</b>		

○ Escaliers

➤ Palier

**Tableau II.9** Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle en béton armé	25	0,17	4,25
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G =5,68</b>		

• Volée 1

**Tableau II.10** Evaluation des charges de la volée 1.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontale	20	0,02	0,40
Revêtement en carrelage verticale	20	0,02(17/30)	0,23
Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	20	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m <sup>3</sup> )	22	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	25	0,17/ (cos(30,75))	4,94
Enduit de ciment	18	0,015/ (cos(30,75))	0,38
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G =8,45</b>		

• Volée 2

**Tableau II.11** Evaluation des charges de la volée 2.

Désignation des éléments	Poids volumique	épaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontale	20	0,02	0,40
Revêtement en carrelage verticale	20	0,02(17/30)	0,23



Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	20	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m <sup>3</sup> )	22	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	25	0,17/ (cos(32,08))	5,01
Enduit de ciment	18	0,015/ (cos(32,08))	0,038
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G =8,57</b>		

### ➤ Poids propre des poteaux

**Tableau II.12** Poids propre des poteaux

Etage	Sous-sol	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , et terrasse
Surface (m <sup>2</sup> )	0,25	0,25	0,225	0,2025	0,18	0,16
Hauteur d'étage h	4,1	3,88	2,86	2,86	2,86	2,86
Poids (KN)	25,625	24,25	16,08	14,47	12,87	11,44

## II.4. Evaluation des surcharges d'exploitations (Q)

**Tableau II.13** Evaluation des surcharges d'exploitation

Elément	Terrasse inaccessible	Etage d'habitation	Balcon	Escalier	Etage commerciale	Etage dalle pleine
<b>Surcharges (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>1</b>	<b>1,5</b>	<b>3,5</b>	<b>2,5</b>	<b>5</b>	<b>2,5</b>

### II.10. Descente de charges

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).

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous pouvons effectués la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (A) comme montre la figure avant (II.3).

II.10.1. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (A)

Poids des planchers

On a :

- Poutres principales (30×40).
- Poutres secondaires (30×35).

• Terrasse inaccessible

$$S_{\text{afférante}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = (2,3 \times 1,975) = 4,542 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,5 \times 1,975) = 2,96 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2,3 \times 1,925) = 4,42 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1,5 \times 1) = 1,5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{afférante}} = 13,42 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = G_{\text{terrasse}} \times S_{\text{afférante}}$$

$$\Rightarrow 6,25 \times 13,42 \Rightarrow G_{\text{plancher}} = 83,87 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = Q_{\text{terrasse}} \times S_{\text{afférante}}$$

$$\Rightarrow 1 \times 13,87 \Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 13,42 \text{ KN}$$

• Etage 8

$$S_1 = (2,3 \times 1,975) = 4,54 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (0,93 \times 1,975) = 1,83 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2,3 \times 1,925) = 4,42 \text{ m}^2$$

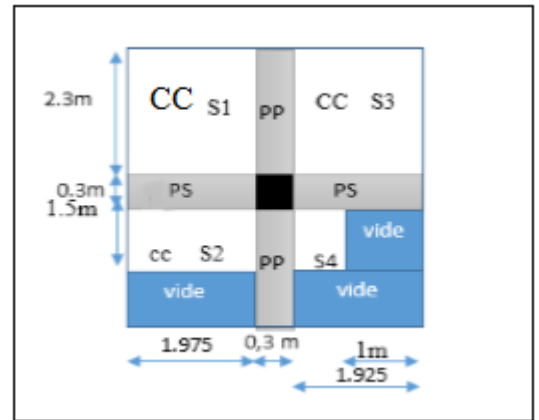
$$S_4 = (1,5 \times 1) + (0,93 \times 1,925) = 3,29 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{afférante}} = 14,15 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = (G_{\text{dp}} \times S_1) + (G_{\text{cc}} \times (S_2 + S_3 + S_4))$$

$$\Rightarrow (5,43 \times 4,54) + (5,21 \times 9,54) \Rightarrow$$

$$G_{\text{plancher}} = 74,35 \text{ KN}$$



II.14. Surface qui revient au poteau A niveau terrasse inaccessible

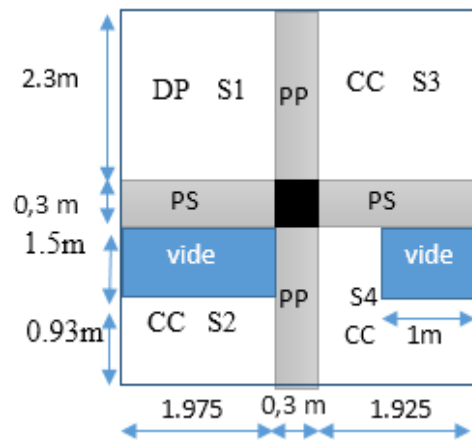


Figure. II.15. Surface qui revient au poteaux A niveau 8

• Etage courant (1er au 7<sup>ème</sup> étage)

$$S_1 = (2,3 \times 1,975) = 4,54 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2,43 \times 1,975) = 4,8 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2,3 \times 1,925) = 4,42 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (0,97 \times 1,925) + (0,925 \times 1,5) = 3,29 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{afférente}} = 17,05 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = (G_{dp} \times S_1) + (G_{cc} \times (S_2 + S_3 + S_4)) = (5,43 \times 4,54) + (5,21 \times 12,51)$$

$$\Rightarrow G_{\text{plancher}} = 89,82 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = (Q_{dp} \times S_1) + (Q_{cc} \times (S_2 + S_3 + S_4)) = (2,5 \times 4,54) + (1,5 \times 12,51)$$

$$\Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 30,11 \text{ KN}$$

• Plancher RDC (à usage commercial)

$$G_{\text{plancher}} = (G_{dp} \times S_1) + (G_{cc} \times (S_2 + S_3 + S_4)) = (5,43 \times 4,54) + (5,21 \times 12,51)$$

$$\Rightarrow G_{\text{plancher}} = 89,82 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = Q_{RDC} \times S_{\text{afférente}} = 5 \times 17,08$$

$$Q_{\text{plancher}} = 85,4 \text{ KN}$$

• Plancher sous-sol

$$S_{\text{afférente}} = 18,44 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = G_{dp} \times S_{\text{afférente}} = 5,43 \times 18,44$$

$$G_{\text{plancher}} = 100,13 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = Q_{GC} \times S_{\text{afférente}} = 2,5 \times 18,44$$

$$Q_{\text{plancher}} = 46,1 \text{ KN}$$

➤ Poids des poutres

❖ Poutre principale

$$L_{pp} = \frac{(4,90 - 0,30)}{2} + \frac{(5,16 - 0,30)}{2} = 2,3 + 2,43$$

$$L_{pp} = 4,73 \text{ m}$$

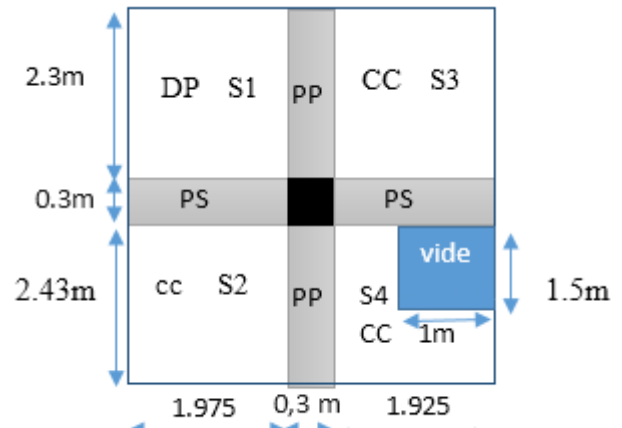


Figure. II.16. Surface qui revient au poteau A étage courant

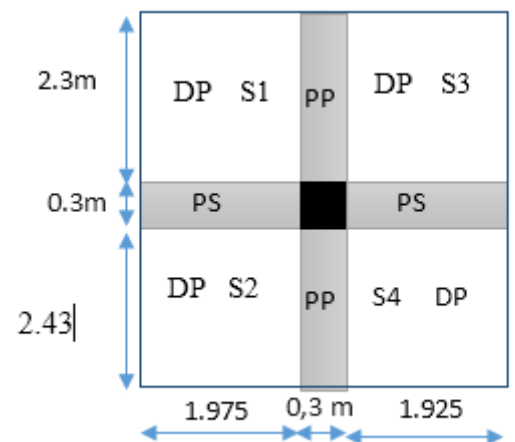


Figure. II.17. Surface qui revient au poteau A niveau sous-sol

$$G_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 4,73 \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = \mathbf{14,19 KN}$$

❖ **Poutre secondaire**

$$L_{ps} = \frac{(4,25 - 0,30)}{2} + \frac{(4,15 - 0,30)}{2} = 1,975 + 1,925$$

$$L_{ps} = 3,9m$$

$$G_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 3,9 \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = \mathbf{10,23KN}$$

❖ **Poids total des poutres**

$$G_t = 14,19 + 10,24 = \mathbf{24,42 KN}$$

❖ **Application de la loi de dégression**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : .....  $Q_0$

Sous dernier étage : .....  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : .....  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : .....  $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Dans ce projet les surcharges d'exploitations ne sont pas égales.

$Q_0, Q_1$ : les surcharges d'exploitation respectives sur les terrasse inaccessible 1 et 2.

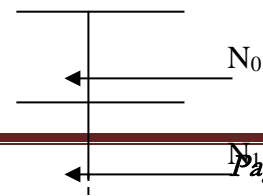
$Q_2, \dots, Q_9$ : La surcharge d'exploitation sur les étages à usage d'habitation.

$Q_{10}$  : La surcharge d'exploitation sur le RDC.

$Q_{11}$  : La surcharge d'exploitation sur galerie commerciale.

$$N = Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N_0 : Q_0 = 13,42 KN$$



$$N1 : Q_0 + Q_1 = 39,08 \text{ KN}$$

$$N2 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 66,40 \text{ KN}$$

$$N3 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 90,71 \text{ KN}$$

$$N4 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 112,01 \text{ KN}$$

$$N5 : Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 130,3 \text{ KN}$$

$$N6 : Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 145,57 \text{ KN}$$

$$N7 : Q_0 + \frac{3+7}{2*7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 154,84 \text{ KN}$$

$$N8 : Q_0 + \frac{3+8}{2*8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 175,96 \text{ KN}$$

$$N9 : Q_0 + \frac{3+9}{2*9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 227,97 \text{ KN}$$

$$N10 : Q_0 + \frac{3+10}{2*10} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 252,57 \text{ KN}$$

➤ **Descente charge pour le poteau (A)**

**Tableau II.14** Descente charge pour le poteau (A)

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N9	Plancher	83,87	13,42
	Poutres	24,42	
	Poteaux	11,44	
La SOMME		119,73	13,42
N8	venant de N9	119,73	39,08
	Plancher	74,35	
	Poutres	24,42	
	Poteaux	11,44	
la SOMME		229,94	39,08
N7	venant de N8	229,94	66,40

	Plancher	89,82	
	Poutres	24,42	
	Poteaux	11,44	
la SOMME		355,62	66,40
N6	venant de N7	355,62	90,71
	Plancher	89,82	
	Poutres	24,42	
	Poteaux	12,87	
la SOMME		482,73	90,71
N5	venant de N6	482,73	112,01
	Plancher	89,82	
	Poutres	24,42	
	Poteaux	12,87	
la SOMME		609,84	112,01
N4	venant de N5	609,84	130,3
	Plancher	89,82	
	Poutres	24,42	
	Poteaux	14,47	
la SOMME		738,55	130,3
N3	venant de N4	738,55	145,57
	Plancher	89,82	
	Poutres	24,42	
	Poteaux	14,47	
la SOMME		867,26	145,57
N2	venant de N3	867,26	154,84
	Plancher	89,82	
	Poutres	24,42	
	Poteaux	16,08	
la SOMME		997,58	154,84
N1	venant de N2	997,58	175,96
	Plancher	89,82	
	Poutres	24,42	
	Poteaux	16,08	
la SOMME		1127,79	175,96
RDC	venant de N8	1127,79	227,97
	Plancher	89,82	
	Poutres	24,42	
	Poteaux	24,25	
la SOMME		1266,764	227,97
Sous-sol	venant de RDC	1266,764	252,57
	Plancher	100,13	

	Poutres	24,42	
	Poteaux	25,625	
la SOMME		1416,939	252,57
$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 2291,72\text{KN}$			

**II.10.2. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (B)**

- Terrasse inaccessible

$$S_1 = (1,975 \times 2,3) = 4,54 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,925 \times 2,3) = 4,42 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1,925 \times 1,7) = 3,27 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1,975 \times 1,7) = 3,35 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{afférente}} = 15,61 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = (G_{\text{cc}} \times S_{\text{afférente}}) = (6,25 \times 15,58)$$

$$\Rightarrow G_{\text{plancher}} = 97, 375 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = (Q_{\text{cc}} \times S_{\text{afférente}}) = (1 \times 15, 58)$$

$$\Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 15,61 \text{ KN}$$

- Plancher l'étage courant

$$S_1 = 1,975 \times 2,3 = 4,54 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,925 \times 2,3 = 4,42 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,925 \times 1,7 = 3,27 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,3 \times 1,7 = 2,21 \text{ m}^2$$

$$S_5 = 0,675 \times 1,7 = 1,14 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = (G_{\text{cc}} \times S_{\text{cc}}) + (G_{\text{dp}} \times S_{\text{dp}}) + (G_{\text{palier}} \times S_{\text{palier}}) + (G_{\text{volée}} \times S_{\text{volée}})$$

$$= (5,21 \times 7,69) + (5,43 \times 4,54) + (5,68 \times 2,21) + (8,57 \times 1,14)$$

$$\Rightarrow G_{\text{plancher}} = 87, 03 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = (Q_{\text{cc}} \times S_{\text{cc}}) + (Q_{\text{dp}} \times S_{\text{dp}}) + (Q_{\text{palier}} \times S_{\text{palier}}) + (Q_{\text{volée}} \times S_{\text{volée}})$$

$$= (1,5 \times 7,69) + (2,5 \times 4,54) + (2,5 \times 2,21) + (2,5 \times 1,14)$$

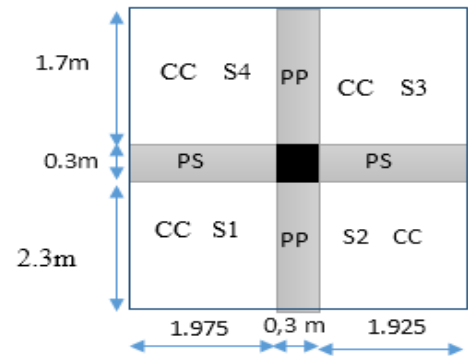


Figure. II.19. Surface qui revient au poteau B niveau terrasse incoercible

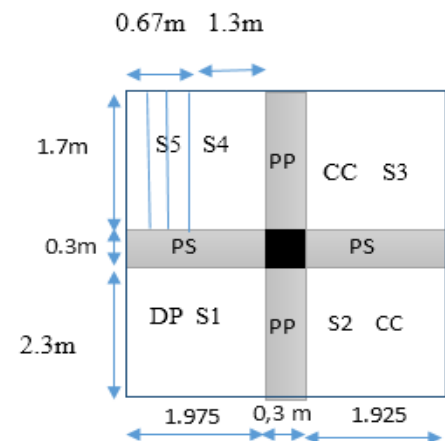


Figure. II.20. Surface qui revient au poteau A de l'étage courant

$$\Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 31,20 \text{ KN}$$

- **Plancher RDC (à usage commercial)**

$$S_1 = 1,975 \times 2,3 = 4,54 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,925 \times 2,3 = 4,42 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,925 \times 1,7 = 3,27 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,3 \times 1,7 = 2,21 \text{ m}^2$$

$$S_5 = 0,675 \times 1,7 = 1,14 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affectée}} = 15,61 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{corps creux}} = S_2 + S_3 = 4,42 + 3,27 = 7,69 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{dalle pleine}} = S_2 = 4,42 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = (G_{\text{cc}} \times S_{\text{cc}}) + (G_{\text{dp}} \times S_{\text{dp}}) + (G_{\text{palier}} \times S_{\text{palier}}) + (G_{\text{volée}} \times S_{\text{volée}})$$

$$= (5,21 \times 7,69) + (5,43 \times 4,54) + (5,68 \times 2,21) + (8,57 \times 1,14)$$

$$\Rightarrow G_{\text{plancher}} = 86,90 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 5 \times S_{\text{affectée}} = 5 \times 15,61$$

$$\Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 77,90 \text{ KN}$$

- **Plancher sous-sol**

$$G_{\text{plancher}} = G_{\text{dalle pleine}} \times S_{\text{affectée}}$$

$$= 5,43 \times 15,58 \Rightarrow G_{\text{plancher}} = 85,59 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = Q_{\text{dalle pleine}} \times S_{\text{affectée}}$$

$$= 2,5 \times 15,5 \Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 38,95 \text{ KN}$$

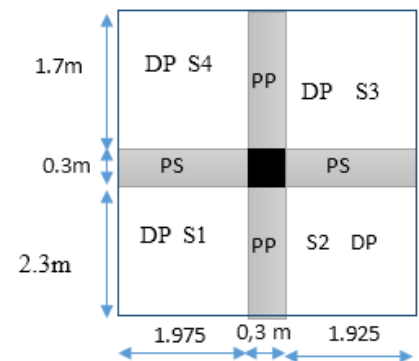


Figure. II.21. Surface qui revient au poteau A de sous sol

➤ **Poids des poutres**

❖ **Poutre principale**

$$L_{pp} = \frac{(4,90 - 0,30)}{2} + \frac{(3,7 - 0,30)}{2} = 2,3 + 1,7$$

$$L_{pp} = 4 \text{ m}$$

$$G_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 4 \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 12 \text{ KN}$$

❖ **Poutre secondaire**

$$L_{ps} = \frac{(4,25 - 0,30)}{2} + \frac{(4,15 - 0,30)}{2} = 1,975 + 1,925$$



$$L_{ps} = 3,9m$$

$$G_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 3,9 \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 10,23KN$$

❖ Poids total des poutres

$$G_t = 12 + 10,23 = 22,23 KN$$

➤ Descente charge pour le poteau (B)

Tableau II.15 Descente charge pour le poteau (B)

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N9	Plancher	97,37	15,61
	poutres	22,23	
	poteaux	11,44	
La somme		131,23	15,61
N1	venant de 0	131,23	46,88
	Plancher+ ECS	87,03	
	poutres	22,33	
	poteaux	11,44	
La somme		251,74	46,88
N2	venant de 1	251,74	75,02
	plancher	87,03	
	poutres	22,23	
	poteaux	11,74	
La somme		372,74	75,02
N3	venant de 2	372,74	100,03
	plancher	87,03	
	poutres	22,23	
	poteaux	12,87	
La somme		494,87	100,03
N4	venant de 3	494,87	121,92
	plancher	87,03	
	poutres	22,23	
	poteaux	12,87	
La somme		616,97	121,92
N5	venant de 4	616,97	140,69
	plancher	87,03	
	poutres	22,23	
	poteaux	14,47	
La somme		740,7	140,69
N6	venant de 5	740,7	156,32
	plancher	87,03	
	poutres	22,23	

	poteaux	14,47	
La somme		864,43	156,32
N7	venant de 6	864,43	171,59
	plancher	87,03	
	poutres	22,23	
	poteaux	16,08	
La somme		989,77	148,676
N8	venant de 7	989,77	187,595
	plancher	87,03	
	poutres	22,23	
	poteaux	16,08	
La somme		1115,11	187,595
N9	venant de 8	1115,11	234,31
	plancher	86,9	
	poutres	22,23	
	poteaux	24,25	
La somme		1248,49	234,31
N10	venant de 9	1248,49	254,16
	plancher	84,59	
	poutres	22,23	
	poteaux	25,625	
La somme		1380,935	254,16
$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 2245,50 \text{ KN}$			

D'après les deux tableaux on remarque que le poteau (A) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier.

### II.11. Vérifications pour le poteau

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1,35 \times 1416,939 + 1,5 \times 252,57 = 2291,72 \text{ KN}$$

$$N_u^* = N_u \times 1,1$$

Après majoration on trouve à la base  $N_u = 2520,89 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

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

#### a. Critère de résistance

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

**Exemple de calcul**

$$B \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2520,89}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0,177 \text{ m}^2$$

A la base (sous-sol)  $B=0.50*0.50=0.33 \text{ m}^2 > 0,177 \text{ m}^2 \rightarrow$  c'est vérifiée.  
Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

**Tableau II.16** Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (A)

Etage	Poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)	Nu*(KN)	condition $B > B_{calculé}$		Observation
				B (m <sup>2</sup> )	B <sub>calculé</sub> (m <sup>2</sup> )	
terrasse	119,73	13,42	199,94	0,16	0,014	Vérifiée
8	229,94	39,08	405,94	0,16	0,028	Vérifiée
7	355,62	66,40	637,65	0,16	0,044	Vérifiée
6	482,73	90,71	866,52	0,18	0,061	Vérifiée
5	609,84	112,01	1090,43	0,18	0,076	Vérifiée
4	738,55	130,3	1311,74	0,2	0,092	Vérifiée
3	867,27	145,55	1528,03	0,2	0,107	Vérifiée
2	977,58	154,84	1736,89	0,22	0,12	Vérifiée
1	1127,79	175,96	1965,1	0,22	0,138	Vérifiée
RDC	1266,76	227,79	2256,99	0,25	0,159	Vérifiée
SOUS-SOL	1416,94	252,57	2520,92	0,25	0,177	Vérifiée

On remarque que la condition  $B > B_{calculé}$  est vérifiée dans tous les niveaux

**b. Critère de stabilité de forme**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{ (BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec:

Br: section réduite du béton ( $B_r = (a-2)*(b-2)$ ).

As : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité d'acier.

$\alpha$  : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement ( $\lambda$ ).

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right. \quad \text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : longueur de flambement  $l_f = 0,7 l_0$  (BAEL91 art B.8.3, 31)

$l_0$  : la hauteur libre du poteau  $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

I : Moment d'inertie Cas d'une section rectangulaire  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

### Exemple de calcul

Vérification du poteau du sous-sol (le plus élancé)

$$l_f = 0,7 \times (4,30 - 0,4) = 2,73 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 2,73 \frac{\sqrt{12}}{0,5} \Rightarrow \lambda = 18,918$$

$$\lambda = 18,918 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,803$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

On doit vérifier que  $B_r > B_{\text{calculé}}$

$$\Rightarrow B_{\text{calculé}} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\text{A.N : } B_{\text{calculé}} \geq \frac{2520,92 \times 10^{-3}}{0,803 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,14272 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,50-0,02) \times (0,50-0,02) \Rightarrow B_r = 0,2304 \text{ m}^2 > B_{\text{calculé}} = 0,14272 \text{ m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flambé.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux

**Tableau II.17** Vérification au flambement des poteaux

Etages	Nu*	I	$\Lambda$	$\alpha$	condition $B_r > B_{\text{calculé}}$		Observation
					$B_r$	$B_{\text{calculé}}$	
terrasse	199,94	0,1155	16,121	0,815	0,1444	0,011153	Vérifiée
8	405,94	0,1155	16,121	0,815	0,1444	0,0226	Vérifiée

7	637,65	0,1155	16,121	0,815	0,1444	0,0356	Vérifiée
6	866,52	0,1299	14,334	0,822	0,1634	0,0479	Vérifiée
5	1090,43	0,1299	14,334	0,822	0,1634	0,0603	Vérifiée
4	1311,74	0,1299	14,334	0,822	0,1849	0,0725	Vérifiée
3	1528,03	0,1299	14,334	0,822	0,1849	0,0845	Vérifiée
2	1736,89	0,1443	12,904	0,828	0,2064	0,0954	Vérifiée
1	1976,198	0,1443	12,904	0,828	0,2064	0,1085	Vérifiée
RDC	2256,99	0,1443	17,852	0,808	0,2304	0,127	Vérifiée
SOUS-SOL	2520,92	0,1443	18,919	0,803	0,2304	0,14272	Vérifiée

On remarque que la condition  $B_r > B_{\text{calculé}}$  est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

### c. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

**Tableau II.18** Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (A).

Poteau	(50×50)	(45×50)	(45×45)	(40×45)	(40×40)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	50	45	45	40	40	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	17,4	12,3	12,3	12,3	12,3	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	1	0,9	1	0,888	1	vérifiée

## II.12. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Plancher :
  - ❖ Pour le corps creux est (16+4) ; pour les dalles plein e = 12cm
- Poutres :
  - ❖ Poutres principales : 30×40 cm<sup>2</sup>
  - ❖ Poutres secondaires : 30×35 cm<sup>2</sup>
  - ❖ Poutres palière : 30×30 cm<sup>2</sup>
- Escalier + palier
  - ❖ Nous avons adopté une épaisseur e = 17cm pour le palier
  - ❖ e = 17 cm pour la volée du RDC

- ❖  $e = 15$  cm pour les volées de l'étage courant
- Voiles :
  - ❖  $e = 20$  cm, pour le sous-sol.
  - ❖  $e = 20$  cm, pour le RDC.
  - ❖  $e = 15$  cm, pour l'étage courant.
- Poteaux :
  - ❖ Sous-sol et le RDC est de section  $(50 \times 50)$  cm<sup>2</sup>.
  - ❖ Le 1er et 2ème étage est de section  $(45 \times 50)$  cm<sup>2</sup>.
  - ❖ Le 3ème et 4ème étage est de section  $(45 \times 45)$  cm<sup>2</sup>.
  - ❖ Le 5ème et 6ème étage est de section  $(40 \times 45)$  cm<sup>2</sup>.
  - ❖ Le 7ème et 8ème étage est de section  $(40 \times 40)$  cm<sup>2</sup>.

### III.1 Introduction :

Parmi les études de la structure, on trouve l'étude des éléments secondaire qui sont définis comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 addenda 2003...). C'est ce qui fait l'objet de ce troisième chapitre.

### III.2 Etude du plancher

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### III.2.1. Plancher à corps creux

##### ❖ Méthodes de calculs des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### ➤ Domaine d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL91/99 art B.6.2, 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 :

1. Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$ ).
2. Le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ .
3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N). (poutrelle encrée dans le plancher)

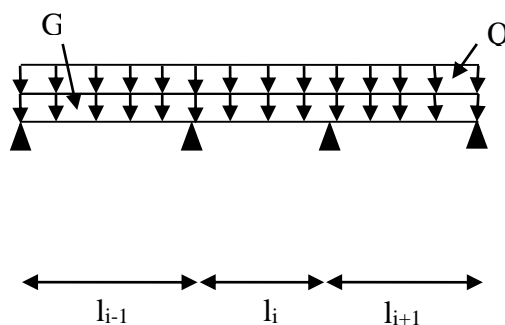


Figure III.1 Schéma d'une poutrelle

**1. Moment en appuis de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $-0.15M_0$ , tel que  $M_0 = \max (M^1_0, M^{n_0}_0)$ ,

$M_0$  : moment isostatique ( $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$ ).

**2. Moment en appuis intermédiaires**

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

- $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

**3. Moment en travée**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

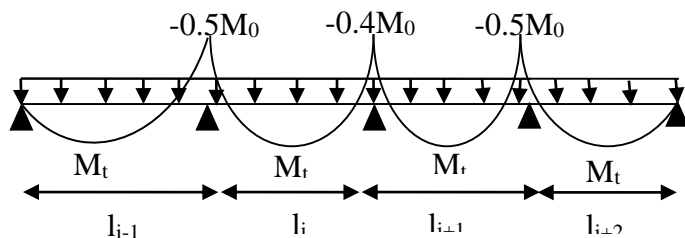
$$(1) : M_{t+} \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

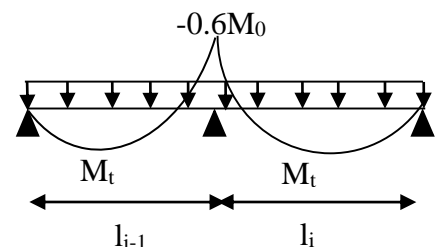
Avec :  $M_t$  : Est le maximum entre (1) et (2).

$\alpha = (Q_i / (G + Q))$  degré de surcharge.

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



**Figure III.2** Moments sur une poutre à plus de trois travées



**Figure III.3** Moments sur une poutre à deux travées



❖ 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 appuis voisins 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 :  $V_u = V_{u0}$  (isostatique) +  $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

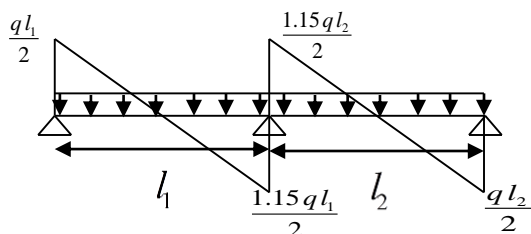


Figure III.4 Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

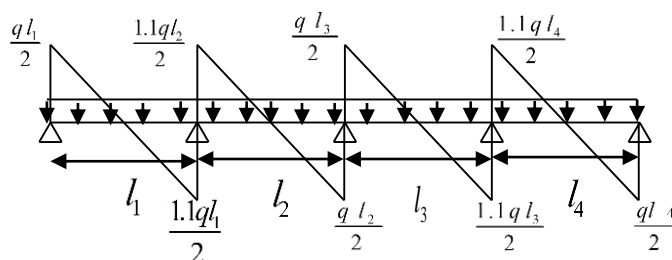


Figure III.5 Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

➤ Domaine d'application de la méthode Caquot

Si la 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées ( $Q > \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ )) on applique la méthode de Caquot. Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, c-à-d, on minore(G) avec un coefficient de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

❖ Les différents types de poutrelles

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles.

TYPE	Schéma statique des poutrelles : (étages courants)
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
TYPE	Schéma statique des poutrelles : (terrasse inaccessible)
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	

Remarque :

Les différents types de poutrelle sont disposés comme suit

- Etage courant : type (T1, T2, T3, T4)

- Terrasse inaccessible : type (T5, T6, T7, T8, T9)

**Tableau III.2.** Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles.

Type de poutrelle	Cause	Méthode adopté
T5, T6, T7, T8	$1,5/4,25 = 0,35$ ∉ [0,8; 1,25]	Caquot minorée
T1, T2, T3	✓	Forfaitaire
T4, T9	/	RDM

➤ **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

A l'ELU :  $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$  et  $p_u = 0,65 \times q_u$

A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0,65 \times q_s$

**Caquot minorée**  $G' = \frac{2}{3} G$

A l'ELU :  $P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65$

A l'ELS :  $P_s' = (G' + Q) \times 0,65$

❖ **Exemple de calcul**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 6,25 \text{ KN/m}^2$ ;  $G' = 4,16 \text{ KN/m}^2$ ; avec  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,25 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = \mathbf{6,46 \text{ KN/ml}}$ .

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,25 + 1) \times 0,65 = \mathbf{4,71 \text{ KN/ml}}$ .

$P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65 = (1,35 \times 4,16 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = \mathbf{4,62 \text{ KN/ml}}$ .

$P_s' = (G' + Q) \times 0,65 = (4,16 + 1) \times 0,65 = \mathbf{3,35 \text{ KN/ml}}$ .

Les résultats obtenus dans chaque niveau sont résumé dans le tableau qui suit:

Tableau III.3. Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G(KN/m <sup>2</sup> )	G'(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
				P <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>u</sub> ' (KN/m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> ' (KN/m)
Plancher terrasse inaccessible	6,25	4,16	1	6,46	4,62	4,71	3,35
Etage courant	5,21	3,47	1,50	6,034	4,51	4,362	3,233
Etage RDC	5,21	3,47	5	9,447	7,923	6,637	5,508

A.1 Exemple de calcul avec la méthode de Caquot minorée

✓ Etude de la poutrelle type T8 (plancher terrasse inaccessible)

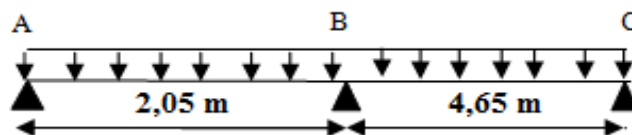


Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle T2 (plancher terrasse inaccessible)

➤ Evaluation des moments

a) Moment en appuis de rive

A l'ELU :  $M_A = M_D = -0,15 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

AN:  $= -0,15 \times \frac{4,62 \times 4,65^2}{8} = -1,872KN.m$

A l'ELS :  $M_A = M_D = -0,15 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

AN:  $= -0,15 \times \frac{3,35 \times 4,65^2}{8} = -1,358KN.m$

b) Appuis intermédiaires

Pour un chargement réparti

$$M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} \text{ Avec } :$$

- {  $q_g, q_d$  : étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.
- {  $L'_g, L'_d$  : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.(gauche et droite)

Calcul des longueurs fictives ;  $L'_{AB} = L_{AB} = 2,05m$   
 $L'_{BC} = L_{BC} = 4,65m$

**A l'ELU :**

$$M_B = -\frac{4,62 \times (2,05^3 + 4,65^3)}{8,5 \times (2,05 + 4,65)} \Rightarrow M_B = -8,87 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

$$M_B = -\frac{3,35 \times (2,05^3 + 4,65^3)}{8,5 \times (2,05 + 4,65)} \Rightarrow M_B = -6,43 \text{ KN.m}$$

**c) Les moments en travées**

$$M(x) = M_0(x) + M_g(1 - x/L) + M_d(x/L) ; \text{ Avec : } M_0(x) = qx(l - x)/2$$

**1. Travée AB**

**A l'ELU :**

$$x = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{Pu \times L_{AB}} = \frac{2,05}{2} - \frac{(0 - (-8,87))}{6,46 \times 2,05} = 0,60m$$

$$M_{iAB}^U(2,003) = \frac{6,46 \times 0,6 \times (2,05 - 0,6)}{2} - 8,87 \times \frac{0,6}{2,05} \Rightarrow M_{iAB}^U(0,6m) = 0,406 \text{ KNm}$$

**A l'ELS :**

$$M_{iAB}^S(0,6m) = \frac{4,71 \times 0,6 \times (2,05 - 0,6)}{2} - 6,43 \times \frac{0,6}{2,05}$$

$$\Rightarrow M_{iAB}^S(0,6m) = 0,303 \text{ KN.m}$$

**2. Travée BC**

$$x = \frac{4,65}{2} + \frac{8,87}{6,46 \times 4,65} = 2,62m$$

**A l'ELU :**

$$M_{iBC}^U(2,62m) = \frac{6,46 \times 2,62 \times (4,65 - 2,62)}{2} + (-8,87) \times (1 - \frac{2,62}{4,65})$$

$$\Rightarrow M_{iBC}^U(2,62m) = 13,30 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$M_{iBC}^S(2,62m) = \frac{4,71 \times 2,62 \times (4,65 - 2,62)}{2} + (-6,43) \times \left(1 - \frac{2,62}{4,65}\right)$$

$$\Rightarrow M_{iBC}^S(2,62m) = 9,72 \text{ KN.m}$$

**Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$\begin{cases} V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \\ V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \end{cases}$$

1. Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = \frac{6,46 \times 2,05}{2} + \frac{(-8,87)}{2,05} \Rightarrow V_A = 2,29 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,46 \times 2,05}{2} + \frac{(-8,751)}{2,05} \Rightarrow V_B = -10,94 \text{ KN} \end{cases}$$

2. Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = \frac{6,46 \times 4,65}{2} + \frac{(-8,87)}{4,65} \Rightarrow V_B = 16,92 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,46 \times 4,65}{2} + \frac{(-8,87)}{4,65} \Rightarrow V_C = -13,10 \text{ KN} \end{cases}$$

**A.2. Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire :**

➤ **Etude de poutrelles type T3 du plancher étage courant**

On voit que les conditions d'application de la méthode Forfaitaire sont satisfaites

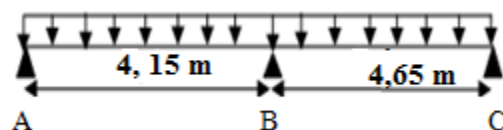
$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,15}{4,65} = 0,89 : \text{ donc on applique la méthode forfaitaire}$$

✓ **Moments isostatiques**

Travée A-B = B-C :

A L'ELU :

$$M_0^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,03 \times 4,65^2}{8} \rightarrow M_0^u = 16,297 \text{ KN.m.}$$



A L'ELS

Fig.III.7. Schéma statique de la poutrelle.

$$M_0^s = \frac{4,36 \times 4,65^2}{8} \rightarrow M_0^s = 11,78 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moments aux appuis**

**1) Appuis de rive**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0,15 \times M_0$

**A L'ELU:**

$$M_A^u = M_C^u = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{6,03 \times 4,65^2}{8} \rightarrow M_A^u = -2,44 \text{ KN.m.}$$

**A L'ELS**

$$M_A^s = M_C^s = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{4,36 \times 4,65^2}{8} \rightarrow M_A^s = -1,76 \text{ KN.m.}$$

**2) Appuis intermédiaires**

**A L'ELU**

$$M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 16,29 = -9,778 \text{ KN.m}$$

**AL'ELS :**

$$M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 11,78 = -7,07 \text{ KN.m}$$

**3) Moments en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,21} = 0,223$$

$$1) \left\{ M_{tAB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \right.$$

$$2) M_{t2} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t = \max(M_{t1}; M_{t2})$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,0669 \Rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire}$$

$$1,2 + 0,3 \alpha = 1,2669 \Rightarrow \text{Pour une travée de rive}$$

**Travée AB :**

**A L'ELU**

$$\left\{ M_{tAB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \right.$$

$$M_{tAB} + \frac{0,6}{2} M_0 \geq 1,0669 M_0$$

$$M_{tAB} \geq 1,0669 M_0 - 0,3 M_0$$

$$M_{tAB} \geq 13,84 - 4,889$$

**A ELU :  $M_{tAB} \geq 8,96 \text{ KN.m}$ .....(1)**

**A ELS :  $M_{tAB} \geq 6,48 \text{ KN.m}$**

**2)  $M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$**

$M_{tAB} \geq 0,633 M_0$

**A ELU :  $M_{tAB} \geq 8,21 \text{ KN.m}$ .....(2)**

**A ELS :  $M_{tAB} \geq 5,94 \text{ KN.m}$**

Entre (1) et (2) on prend le maximum défavorable, soit :

**A ELU :  $M_{tAB} = 8,96 \text{ KN.m}$**

**A ELS:  $M_{tAB} = 6,48 \text{ KN.m}$**

**Travée BC**

$$\left\{ M_{tBC} + \frac{M_{g+M_d}}{2} \geq \max[1,0669; 1,05] M_{02} \right.$$

$M_{tBC} \geq (1,0669 - 0,3) M_{02}$

$M_{tBC} \geq 0,7669 M_{02}$

**A ELU:  $M_{tBC} \geq 12,5 \text{ KN.m}$ ..... (1)**

**A ELS:  $M_{tBC} \geq 9,037 \text{ KN.m}$**

**2)  $M_{tBC} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$**

$M_{tAB} \geq 0,633 M_0$

**A ELU:  $M_{tBC} \geq 10,31 \text{ KN.m}$ ..... (2)**

**A ELS:  $M_{tBC} \geq 7,46 \text{ KN.m}$**

Entre (1) et (2) on prend le maximum défavorable, soit :

**A ELU:  $M_{tBC} = 12,50 \text{ KN.m}$**

**A ELS:  $M_{tBC} = 9,037 \text{ KN.m}$**

✓ **Les efforts tranchants**

**A L'ELU**

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{ql_1}{2} = 12,51 \text{ KN}$$



$$V_B = -1,15 \frac{ql_1}{2} = -14,39 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1,15 \frac{ql_1}{2} = 16,12 \text{ KN}$$

$$V_A = - \frac{ql_2}{2} = -14,01 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.4.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage courant.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
T1	-2,446	-8,155	13,327	15,432	-1,798	-5,895	9,635
T2	-2,446	-8,155	13,327	15,432	-1,798	-5,895	9,635
T3	-2,446	-9,778	12,5	16,12	-1,76	-7,07	9,037
T4	-1,425	/	9,505	10,71	-1,30	/	6,872
Max	-2,446	-9,778	13,327	16,12	-1,798	-7,07	9,635

**Tableau III.5.** Sollicitations des poutrelles du plancher de la terrasse inaccessible.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
T5	-1,87	-9,375	13,085	14,085	-1,361	-6,798	9,566
T6	-1,56	-4,773	9,82	13,732	-1,134	-3,461	7,19
T7	-1,872	-8,87	13,30	16,92	-1,358	-6,43	9,72
T8	-1,56	-7,59	11,034	15,72	-1,134	-5,506	8,066
T9	-2,146	/	14,31	13,596	-1,566	/	5,83
Max	-2,146	-9,375	13,30	16,92	-1,566	-6,798	9,72

❖ Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferrillage :

Tableau III.6. Sollicitations optée pour le ferrillage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Etage courant (1 à 8)	-2,446	-9,778	13,327	16,12	-1,798	-7,07	9,635
Etage9 (terrasse inaccessible)	-2,146	-9,375	13,30	16,92	-1,566	-6,798	9,72

Exemple de calcul (étage courant)

Données

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned}
 & M_t = 13,327 \text{ KN.m} \\
 & M_a^{inter} = -9,778 \text{ KN.m} \\
 & M_a^{rive} = -2,446 \text{ KN.m} \\
 & V = 16,12 \text{ KN} \quad L = 4,65 \text{ m}
 \end{aligned} \right\} \text{ELU} \quad ; \quad \left. \begin{aligned}
 & M_t = 9,635 \text{ KN.m} \\
 & M_a^{inter} = -7,07 \text{ KN.m} \\
 & M_a^{rive} = -1,798 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right\} \text{ELS}
 \end{aligned}$$

✓ les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:

- b=65cm
- b<sub>0</sub>=10cm
- h=20cm
  
- d=18cm
- d'=2cm
- h<sub>0</sub>=4cm
- b<sub>1</sub>=27.5cm

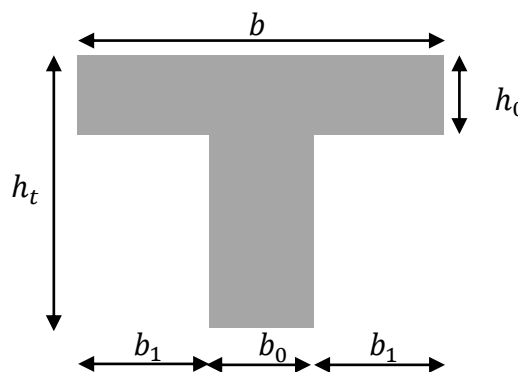


Figure. III.8: Coupe transversale d'une poutrelle.

Calcul à ELU:

A- Armature longitudinales:

En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) ; \quad d = h - d' = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ m}$$

Le Moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 13,327 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée  $\Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire  $b \times h$  ( $0,65 \times 0,20$ )  $\text{m}^2$ .

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

$$\mu_{bu} = \frac{13,327 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,032 \times 14,2} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{les armatures dans la zone}$$

comprimée ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A :}$$

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,057$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,057) = 0,175 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{13,327 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 2,18 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } A_s = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

Pour que la flèche soit vérifiée, on doit mettre un ferrailage :  $A_s = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} \leq A_{\text{cal}}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2,18 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Aux appuis:**

**a) Appuis intermédiaires :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2$  ; avec  $M_u = -9,778 \text{ KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,778 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,212 \quad \mu_{bu} = 0,212 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B:}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,212}) = 0,3 \quad ; \quad z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,3) = 0,158m$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right) 10^3 = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1-0,3}{0,3} \right) 10^3 = 8,16\text{‰} > \xi_t = 1,74\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9,778 \times 10}{0,158 \times 348} = 1,77 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 2\text{HA}8 + 1\text{HA}10 = 1,8 \text{ cm}^2$$

**b) Appuis rives:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,446 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,05 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 \quad ; \quad f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,069 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,175 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,446 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{\text{rive cal}} = 0,39 \text{ cm}^2$ .....Condition vérifiée

$$A = 0,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

• **Vérfications à ELU**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 16,12 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16,12 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,89 \text{ Mpa}$$

$\tau_U < \overline{\tau_u}$  .....Condition vérifiée.

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

✓ **Armatures transversales:**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10\text{mm} ; 5,71\text{mm} ; 10\text{mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier  $\Phi 6$ . Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

✓ **Espacement  $S_t$**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

1)  $St \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 16,2cm$

2)  $St \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(0,89 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 70,15cm$

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

3)  $St \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 57cm$

$St = \min(1; 2; 3)$ ; on adopte **St = 15cm**.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) MPa$

$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$\tau_u = \frac{0.275 \times 16,12 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,052 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ Condition

vérifiée. Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

✓ **Appuis de rive**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_e$  (Art A.5.1,312)BAEL91/99.

$A_l \geq 1,15 \times 16,12 \times 10^{-3} / 400 = 0,46 \text{ cm}^2$

$A_l = 3,39 + 0,79 = 3,84 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_l = 3,84 \text{ cm}^2 > 0,46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

✓ **Appuis intermédiaires**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \gamma_s / f_e (V_u + M_u / 0,9d)$ .

$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 16,12 \times 10^{-3} - \frac{9,778 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$

$A_l = 1,27 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.....Condition vérifiée.

**Vérification de la bielle**

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  (Art A.5,313) BAEL91/99.

avec  $a = \min(0,9d ; (40 - 4)cm) = 16,2cm$

Ce qui donne :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 16,12KN < 108,135KN \dots\dots\dots$ vérifiée

**Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier:

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures;
- ✓ Etat limite de compression de béton;
- ✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

**2-Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{Mpa}$$

$$M_{t ser} = 9,635 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

- ✓ **Position de l'axe neutre**

On a :  $A' = 0$

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = -1,919 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0$  : alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en T.

- ✓ **Calcul de y**

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

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 3,39] \times y - [(65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18] = 0$$

$$5y^2 + 270,85y - 1427,3 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne **y = 4,84cm**

- ✓ **Calcul de moment d'inertie I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,84^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,39 - 4)^3 + 15 \times 3,39 \times (18 - 4,84)^2 \Rightarrow I = 11261,96 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{9,635 \times 4,39 \times 10^{-5}}{11261,96 \times 10^{-8}} = 3,76 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

• **En appuis intermédiaires**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est (  $b_0 \times h$  ).

$M_{a \text{ ser}} = -7,07 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 32,5 y^2 + 27 y - 486 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 252,80 \quad \Rightarrow \quad y = 3,47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times (3,47)^3}{3} + 15 \times 1,8(18 - 3,47)^2$$

$$I = 6605,54 \text{ cm}^4$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{7,07 \times 10^{-3}}{6605,54 \times 10^{-8}} \times 3,47 \times 10^{-2}$$

Donc  $\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,71 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**3-Etat limite de déformation**

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

➤ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

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

Pour les poutrelles :

$$M_0 = ql^2/8 = 6,034 \times 4,65^2 / 8 = 16,30 \text{ KN.m}$$

$$\diamond h \geq \frac{M_{s_t} \times l}{15 \times M_0} = \frac{9,635 \times 4,65 \times 10^2}{15 \times 16,30} \Rightarrow h = 20 \text{ cm} > 18,32 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓  $A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1,62 \text{ cm} \Rightarrow 1,8 \text{ cm} > 1,62 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :  $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji}$

Avec :  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : la flèche de l'ensemble des charges permanentes appliqué sur l'élément G (Instantanée ou différés).

$f_{ji}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement.

$f_{pi}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{465}{500} = 0,93 \text{ cm}$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,818 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,818 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,818 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 7,48 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 5,53 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 9,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

avec:  $j = G - G^{revêtement} = 5,21 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 3,78 \text{ KN.m}$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Coefficients  $\lambda, \mu$**

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,36 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0,94 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{10 \times 18} = 1,8 \%$$



✓ Calcul des  $\sigma_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 131,10 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 96,93 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 168,97 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 11261,96 \text{ cm}^4 \\ y = 4,84 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,68 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,595 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,74 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b-b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b-b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = 7,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$\Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où,  $I_0 = 20405,38 \text{ cm}^4$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :

$$\begin{cases} I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8617,13 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 9336,13 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8172,85 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13693,21 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 10,92 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 3,94 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 7,86 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 5,78 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9,06 \text{ mm} < \bar{f} = 9,3 \text{ mm} \dots \dots$  la flèche est vérifiée

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	A $10^{-2}$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage Courant	Travée	13,327	0,392	5,7	0,175	2,18	1,413	3HA12 = 3,39
	Appui Inter	9,778	0,212	30	0,158	1,77	0,217	2HA8+1HA10 = 1,8
	appui de rive	2,246	0,05	6,9	0,175	0,39	0,217	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	13,30	0,045	5,7	0,175	2,18	1,413	2HA12+1HA14 = 3,84
	Appui Inter	9,375	0,203	29	0,159	1,69	0,217	2HA8+1HA10 = 1,8
	appui de rive	2,146	0,046	5,9	0,175	0,35	0,217	1HA10 = 0,79

Tableau III.8. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Etage courant	0,89 < 3,33	4,18 > 0,46	4,18 > -1,27	16,12 < 108,135	1,052 < 3,33
Terrasse inaccessible	0,94 < 3,33	4,63 > 0,46	4,63 > -1,17	16,92 < 108,135	1,1 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M <sup>s</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Etage courant	Travée	9,635	3,39	4,84	11261	4,14 < 15	Vérifiée
	Appui	- 7,07	1,8	3,47	6605,54	3,71 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	9,72	3,84	4,88	12420,42	3,78 < 15	Vérifiée
	Appui	- 6,798	1,8	3,47	6605,54	3,57 < 15	Vérifiée

**Tableau III.10.** Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Etage courant	Terrasse inaccessible
<b>L (m)</b>	4,65	4,65
<b><math>q_{j\ ser}</math> (KN/m)</b>	2,457	2,5
<b><math>q_{g\ ser}</math> (KN/m)</b>	3,386	4,0625
<b><math>q_{p\ ser}</math> (KN/m)</b>	4,361	4,712
<b><math>M_{j\ ser}</math> (KN.m)</b>	5,53	5,05
<b><math>M_{g\ ser}</math> (KN.m)</b>	7,48	8,23
<b><math>M_{p\ ser}</math> (KN.m)</b>	9,64	9,54
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	11261,96	12322,54
<b>I<sub>0</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	20405,38	21123
<b><math>\lambda_i</math></b>	2,36	2,02
<b><math>\lambda_v</math></b>	0,94	0,80
<b><math>\sigma_{st}^j</math> (MPa)</b>	96,93	81,2
<b><math>\sigma_{st}^g</math> (MPa)</b>	131,10	132,08
<b><math>\sigma_{st}^p</math> (MPa)</b>	168,97	153,23
<b><math>\mu_j</math></b>	0,595	0,580
<b><math>\mu_g</math></b>	0,68	0,722
<b><math>\mu_p</math></b>	0,74	0,755
<b><math>I_{fji}</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	9336,13	10573
<b><math>I_{fgi}</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	8617,13	9451,24
<b><math>I_{fpi}</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	8172,85	9195
<b><math>I_{fgv}</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	13693,21	14668
<b><math>f_{ji}</math> (mm)</b>	3,94	3,17
<b><math>f_{gi}</math> (mm)</b>	5,78	5,80
<b><math>f_{pi}</math> (mm)</b>	7,86	6,91
<b><math>f_{gv}</math> (mm)</b>	10,92	11,21
<b><math>\Delta f</math> (mm)</b>	9,06	9,14
<b><math>f_{adm}</math> (mm)</b>	9,30	9,30
<b>Observation</b>	Vérifiée	Vérifiée

**Remarque :** La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

❖ Ferrailage des poutrelles

Tableau.III.11. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			

➤ Etude de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisses de nuance fe =235 MPa

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

• Armatures perpendiculaires aux poutrelles

On a  $50 \leq L_0 \leq 80$  avec :  $L_0$ : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Armatures parallèle aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

Soit :

- $A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 20cm ( $St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ ).....Condition vérifiée.

- $A_{\text{f}} = 3\Phi 6/\text{ml} = 1,13\text{cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 25cm ( $S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm}$ )....vérifiée

D'où on opte : un treillis soudé TS de maille carré ( $15 \times 15$ )  $\text{cm}^2$

\* **Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)**

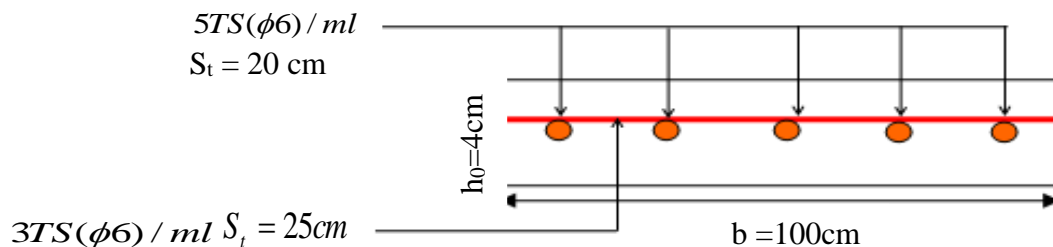


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2 Etude des planchers dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions. Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités.

✓ **Exemple de calcul**

- **Dalle sur 3 appuis :**

✓ Caractéristique de la dalle :

$L_x$  : distance minimal entre nus d'appui ( $L_x = 1,50\text{m}$ )

$L_y$  : distance maximal entre nus d'appui ( $L_x = 4,86\text{m}$ )

$G = 4,43 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

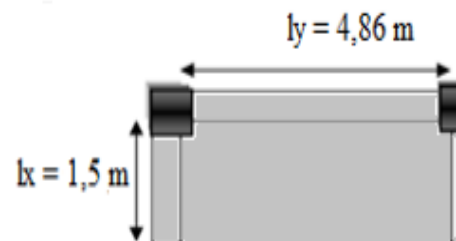


Figure III.10. Dalle sur 3 appuis (balcon).

❖ **Calcul a l'ELU**

✓ Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 11,23\text{KN/m} \quad 1.$$

$$L_x = 1,5 \text{ m} < \frac{L_y}{2} = 2,43 \text{ m} \implies M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \text{ et } M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{3}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 36,13\text{KN.m} \\ M_{0y} = 12,63\text{KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigé (réel)**

Moments en travées  $\begin{cases} M_x^t = 0,85M_{0x} = 30,71KN.m \\ M_y^t = 0,75M_{0y} = 9,47KN.m \end{cases}$

Moments en appuis  $\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -30,71KN.m \\ M_y^a = -0,5 \times M_{0y} = -9,47KN.m \end{cases}$

✓ **Calcul de la section d'armatures :**

- Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).
- F.N  $c \geq 3cm$  soit  $c = 3 cm$  ce qui donne  $d=e-c=14-3=11 cm$

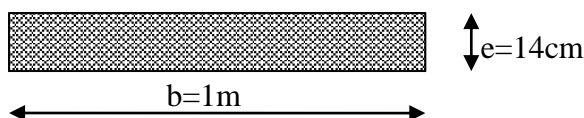


Figure III.11. Section de la dalle pleine à ferrailer.

• **Condition de non fragilité :**

Pour  $e > 12 cm$  et  $\rho < 0,4$  ( $\rho = 0,3$ ) donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-0,30)}{2} \times 100 \times 12 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,296cm^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 \Rightarrow A_y^{\min} = 0,96cm^2 \end{cases}$$

Tableau III.12. Ferrailage de dalles sur 3 appuis (balcons)

Position	Sens	M KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>Choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	27,10	0,158	0,216	0,100	7,65	1,12	4HA14=7,70	25
	Selon y	4,73	0,027	0,035	0,108	1,25	0	4HA8=2,01	25
En appuis	Selon x	18,01	0,105	0,139	0,103	5	1,12	5HA12 =5,34	20
	Selon y	3,1	0,018	0,023	0,109	0,833	0	4HA8=2,01	25

• **Vérification de ferrailage longitudinale**

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,9825cm^2$  ..... vérifiée.  
 $A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,5025 cm^2$  ..... vérifiée.

• **L'espace St**

Selon x : charge répartie et F.N  $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 cm) = 24 cm$  ..... vérifiée.  
 Selon y : charge répartie et F. N  $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 cm) = 24 cm$  ..... vérifiée.

**Vérification à l'ELU**

➤ Cisaillement

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{11,23 \times 1,5}{2} \times \frac{4,86^4}{1,5^4 + 4,86^4} = 8,42 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{6,31 \times 4,86}{2} \times \frac{1,5^4}{1,5^4 + 4,86^4} = 0,137 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,093 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 7,93 \text{ KN/ml} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 25,51 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées (réel)  $\begin{cases} M_{xs}^t = 0,85 M_{0x} = 19,13 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0,75 M_{0y} = 3,34 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis (réel)  $\begin{cases} M_{xs}^a = -0,3 \times M_{0x} = -12,75 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^a = -0,5 \times M_{0y} = -2,23 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Calcul de y** :  $\frac{b}{3} y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0$ .
- **Calcul de I** :  $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d_x - y)^2$ .
- **Vérification de  $\sigma_{bc}$** :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

Tableau III.13. Vérification des états limites de compression du béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	Selon x	19,13	4,07	8017,4	9,73	15	Vérifiée
	Selon y	3,34	2	2173,5	3,15	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	12,75	3,40	5934,4	7,46	15	Vérifiée
	Selon y	2,23	2,05	2173,5	2,10	15	Vérifiée

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

• **Vérification de contraint des aciers**

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201,6 \text{ MPa.}$$

Avec η=1,6 (HA) et f<sub>ij</sub>=0,6+0,06f<sub>cj</sub>.

Tableau III.14. Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>st</sub> (MPA)	σ <sub>st</sub> <sup>adm</sup> (MPA)	Observation σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st</sub> <sup>adm</sup>
En travée	Selon x	19,13	247,80	201.63	Non vérifiée
	Selon y	3,34	206,56	201.63	Non vérifiée
En appuis	Selon x	12,75	242,72	201.63	Non Vérifiée
	Selon y	2,23	137,72	201.63	Vérifiée

- **Remarque** : on remarque que les contraintes d'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer section d'acier à ELS.

- **Calcul à l'ELS**

$$A_{St} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}^{adm}}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \quad \alpha \in [0,1]; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}^{adm}}.$$

Après les calculs en troue : A<sub>ser</sub> = 7HA16 = 14,07 cm<sup>2</sup> en travée

Et : 5HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup> en appuis

➤ **Etat limite de déformation (la flèche)**

**Sens x-x :**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{150} = 0,09 > 0,0425 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{14,07}{100 \times 9} = 0,015 > 0,005 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

**Sens Y-Y :**

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{486} = 0,028 < 0,0375 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,39}{100 \times 9} = 0,003 > 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc on doit vérifier la flèche selon les deux sens (x et y)

- **Vérification de la flèche** : Après calcul les résultats sont résumé dans le tableau suivant :  
**Sens x-x:**



Tableau III.15. Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon x-x

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
<b>J</b>	3	$M_j$	8.2	$\sigma_{stj}$	57.00	$f_{ji}$	0.259
<b>G</b>	4,43	$M_g$	11.12	$\sigma_{stg}$	84.18	$f_{gi}$	0,46
						$f_{gv}$	1,042
<b>P</b>	7,43	$M_p$	21.68	$\sigma_{stp}$	150.68	$f_{pi}$	1,006

$f_x = 1,32 \text{ mm} < f_{x adm} = 3 \text{ mm}$  .....La condition de la flèche est vérifiée.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Sens y-y :

$f_y = 1,80 \text{ mm} < f_{y adm} = 9,72 \text{ mm}$  .....La condition de la flèche est vérifiée.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Schéma de ferrailage

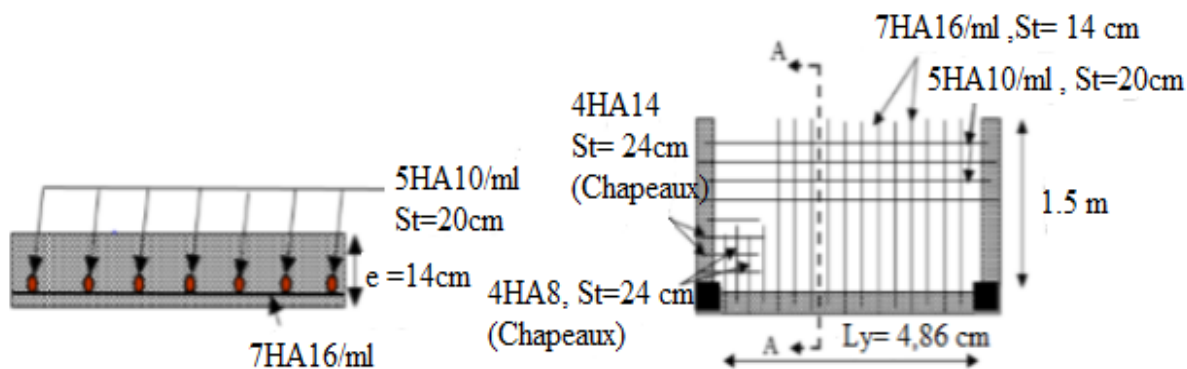


Figure.III.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon étage courant)

❖ **Autres Dalles :** Après l'exemple de calcul il nous reste 3 autres types à étudier qui sont :

- D1 : dalle sur 3 appuis (balcon)
- D2 : dalle sur 4 appuis avec ouverture (dalla d'ascenseur)
- D3 : dalle sur 2 appuis (balcon)

Tableau III.16. Les différents types des dalles

Type de dalle	Caractéristique	Schéma
D1	<p><b>Dalle sur 3 appuis balcon</b>  <math>L_x=2,03\text{m}</math>  <math>L_y=4,86\text{ m}</math>  <math>G=4,43\text{kn/m}^2</math>  <math>Q =3,5\text{kn/m}^2</math>  <math>h =0.14\text{ cm}</math></p>	
D2	<p><b>Dalle sur 2 appuis balcon</b>  <math>L_y=2,88\text{ m}</math>  <math>L_x=1,5\text{ m}</math>  <math>\rho =0,52 &gt; 0,4</math>                      Elle travaille dans les deux sens  <math>G=4,43\text{kn/m}^2</math>  <math>Q =3,5\text{kn/m}^2</math>  <math>h = 0.14\text{ cm}</math></p>	
D3	<p><b>Dalle sur 4 appuis RDC</b>  <math>L_x= 4.65\text{m}</math>  <math>L_y=5.16\text{m}</math>  <math>\rho =0,9 &gt; 0,4</math>                      Elle travaille dans les deux sens  <math>G= 5,43\text{kn/m}^2</math>  <math>Q= 2.5\text{ kn/m}^2</math>  <math>h =0.12\text{ cm}</math></p>	

Calcul Des Dalles D1, D2 et D3 et D4 :

Selon x-x

Tableau III.17. Calcul des sollicitations selon le sens x-x

Dalle	Chargement				Les moments			
	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Pu(KN)		Mt <sub>x</sub> (KN.m)		Ma <sub>x</sub> (KN.m)	
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D1	4,43	3,5	11,23	7,93	42,353	29,906	14,94	10,535
D2	4,43	3,5	11,23	7,93	17,75	1,03	11,83	0,86
D3	5.43	2.5	14.83	10.43	8.19	6.79	5.46	4.52

Tableau III.18. Calcul des ferrailages selon le sens x-x

Dalle	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		St (cm)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
D1	10.38	3.41	1,54	1,54	9HA14=13.85	7HA10=5.5	12	14
D2	0,57	0,38	1,19	1,19	4HA8=2,01	4HA8=2,01	25	25
D3	2.71	1.78	1.007	1.007	4HA12=4.52	4HA10=3.14	25	25

Tableau III.19. Vérifications nécessaires selon le sens x-x

Dalle	Effort tranchant		Contraintes						La flèche	
			Béton			Acier				
	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)		σ <sub>bc<sup>adm</sup><sub>m</sub></sub> (Mpa)	σ <sub>st</sub> (Mpa)		σ <sub>st<sup>adm</sup></sub> (Mpa)	f <sub>cal</sub> (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
			Appui	Travée		Appui	Travée			
D1	7,59	4,59	5.29	11.45	15	178.25	200.32	201.63	2.89	4.06
D2	5,61	5,11	1,02	1,53	15	51,97	77,96	201.63	/	/
D3	17.17	19.7	4.46	5.24	15	176.37	186.84	201.63	6.98	9.3

Remarque : Pour la flèche de D3 les 4 conditions sont vérifiées.

Tableau III.20. Calcul des sollicitations selon le sens y-y

Dalle	Chargement				Les moments			
	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	Pu(KN)		Mt <sub>y</sub> (KN.m)		Ma <sub>y</sub> (KN.m)	
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D1	4,43	3,5	11,23	7,93	13,3	9,397	4,697	3,316
D2	4,43	3,5	11,23	7,93	0,44	0,5	0,29	0,33
D3	5.43	2.5	14.83	10.43	6.41	5.77	4.27	3.84

Tableau III.21. Calcul des ferrailages selon le sens y-y

Dalle	Calcul de ferrailage							
	$A_{cal}(cm^2/ml)$		$A_{min}(cm^2/ml)$		$A_{choisit}(cm^2/ml)$		St(cm)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
D1	3,03	1.04	1,2	1,2	7HA10=5,5	4HA8=2,01	14	25
D2	0,142	0,94	0,96	0,96	4HA8=2,01	4HA8=2,01	25	25
D3	2.90	1.003	0.96	0.96	5HA10=3.93	5HA8=2.01	20	20

Tableau III.22. Vérifications nécessaires selon le sens y-y

Dalle	Effort tranchant		Contraintes						La flèche	
			Béton			Acier				
	$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u^{adm}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)		$\sigma_{bc}^{adm}$ (Mpa)	$\sigma_{st}$ (Mpa)		$\sigma_{st}^{adm}$ (Mpa)	$f_{cal}$ (mm)	$f^{adm}$ (mm)
			Appui	Travée		Appui	Travée			
D1	0,069	1,25	2.46	4.99	15	147.36	184.019	201.63	5.5	9.72
D2	0,062	1,25	0,67	0,58	15	34,52	30,03	201.63	/	/
D3	0.24	1.25	5.24	5.42	15	185.88	181.5	201.63	6.16	10.16

Remarque : Pour la flèche de D3 les 4 conditions sont vérifiées.

- Schémas de ferrailage :

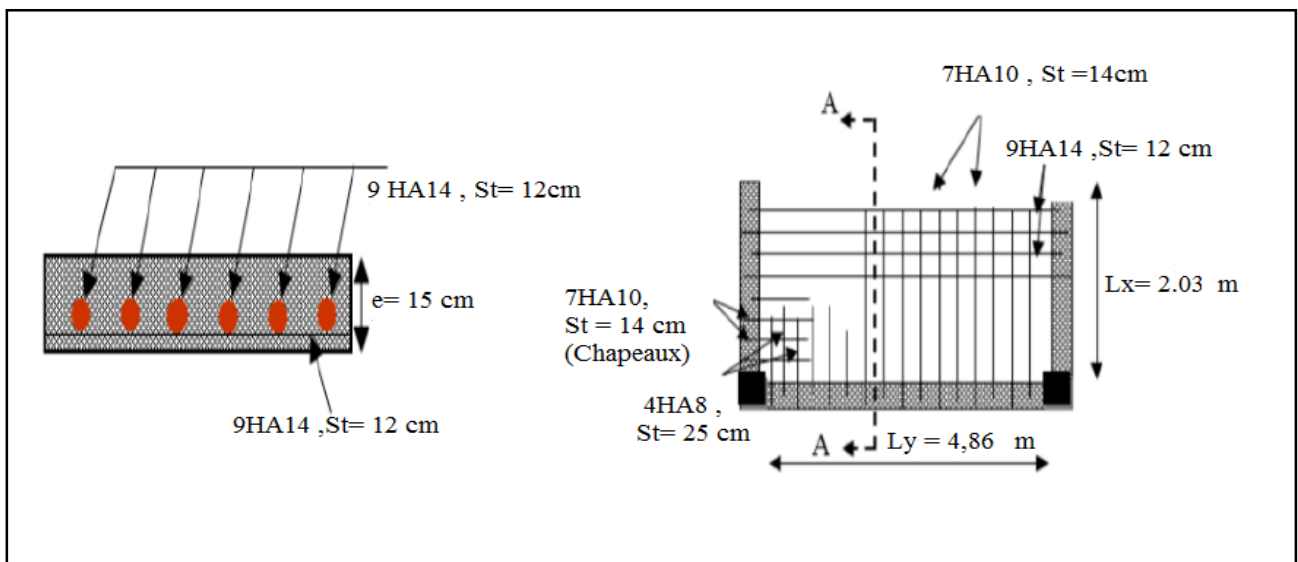


Figure.III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis



III.3. Etude de l'acrotère

a) Hypothèse de calcul

- ❖ Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- ❖ Type de fissuration est préjudiciable.
- ❖ Le calcul se fait à la flexion composée.

b) Evaluation des charges et surcharges

- ❖ Le poids propre :  $G_t = 1,6751 \text{ KN/ml}$
- ❖ Charge horizontale due à la main courant

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

c) La force sismique

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone donné par le (tableau 4-1) RPA99 (2003).

$C_p$  : Facteur de la force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1) RPA99(2003).

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère (poids de l'élément considéré).

Dans notre projet on a : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,1675 \text{ KN / ml.} \end{array} \right.$$

Donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,1675 \Rightarrow F_p = 1,04 \text{ KN}$

d) Calcul de centre de gravité de la section  $G(X_G; Y_G)$  :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 5,69 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 40,28 \text{ cm}$$

Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

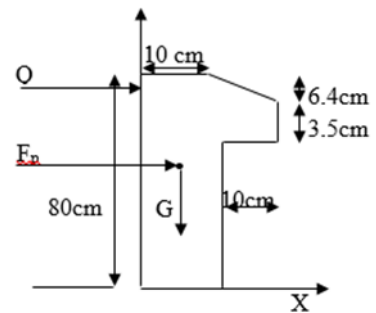


Figure III.17. Coupe transversale de l'acrotère.

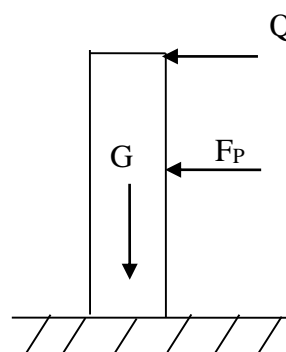


Figure III.18. Schéma des sollicitations dans l'acrotère.

$$Q = 1\text{KN}, G = N_G = W_P = 2,1675\text{KN}; \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,8 = 0,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{Fp} = 0,5604 \times 0,4028 = 0,52 \text{ KN.m.}$$

**Tableau III.23.** Combinaisons d’actions de l’acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	1,1675	2,92	2,1675
M (KN .m)	1,22	1,2	0,8

**a) Calcul de l’excentricité à l’état accidentel**

$$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{1,22}{2,1675} \Rightarrow e_1 = 0,56m \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,133m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l’extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l’état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l’excentricité réelle ( $e = \frac{M}{N}$ ) par une excentricité totale de calcul =  $e_1 + e_2 + e_a$

Avec :

$e_1$  : Excentricité du premier ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$e_2$  : excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}); \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{avec : } h = \text{hauteur de l'acrotère} = 80\text{cm} \Rightarrow e_a = \max(2cm; \frac{80}{250}) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 0,8 = 1,6m$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section } h_0 = 10\text{cm}; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,8} = 0$$

$\emptyset$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1,6^2 \times 2}{0,099 \times 10^4} = 0,0155 \quad m = 1,55 \text{ cm} .$$

D'où :  $e = 56,36 + 1,55 + 2 = 59,91 \text{ cm}$ .

Les sollicitations de calcul deviennent :

**b) Ferrailage de l'acrotère**

$$\begin{cases} N_u = 2,92 \text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 2,92 \times 0,59 = 1,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

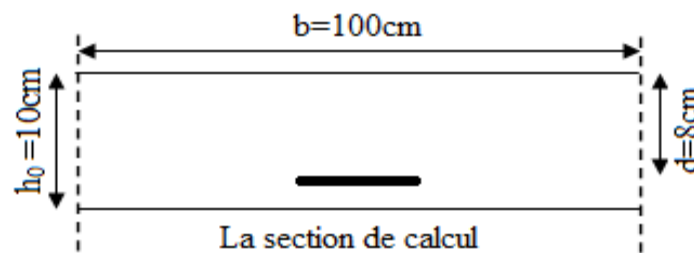


Figure III.19. Schéma statique de l'acrotère.

• **Calcul à l'ELU**

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la

flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h_0$  soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 1,72 + 2,92 \times (0,08 - \frac{0,1}{2}) \Rightarrow M_f = 1,80 \text{ KN.m} .$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,8 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,020$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,025$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,079 \text{ m} .$$

$$A_T = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{1,8 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2 .$$

**Calcul à la Flexion composée:**

$$N_u \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A_s = A_T - \frac{N_u}{f_{st}}$$



$$A_s = 0,65 \times 10^{-4} - \frac{2,92 \times 10^{-3}}{348} = 0,57 \text{ cm}^2 .$$

**c) Vérification à l'ELU**

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{On adopte : } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ Cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

▪ **Espacement**

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}.$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{80}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}.$$

▪ **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa} .$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,1916 + 1 \Rightarrow V_u = 2,1916 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \frac{2,04}{1 \times 0,08} = 0,0255 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérfifié.}$$

**d) Vérification à l'ELS**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier.
2. Contrainte limite du béton.

$$d = 0,08 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 2,1675 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 0,8 \text{ KN.m} ; \eta = 1,6 \text{ pour les HR}.$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}})}{\mu_t} .$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} .$$

On a F.N  $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{r28}}\right) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa}$ .

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0,8}{2,1675} = 0,36 \text{ m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,050 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal } N_{ser} \text{ est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.}$$

▪ **Position de centre de poussée**

$$y = y_c + c$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow 0,36 - 0,05 = 0,31 \text{ m}$$

On a : N (compressions) donc  $c = -0,31 \text{ m}$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivant :  $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ .

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

$$P = -3(-0,31)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,08 + 0,31)}{1} \Rightarrow P = -0,29 \text{ m}^2.$$

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

$$q = -2(-0,31)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \frac{(0,08 + 0,31)^2}{1} \Rightarrow q = 0,056 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0,21 \times y_c + 0,037 = 0.$$

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -0,012$$

$\Delta < 0 \rightarrow$  trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient :  $0 \leq y = y_c + c \leq h$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,62 \\ \cos \varnothing = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \varnothing = 158,70^\circ \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \cos \frac{\varnothing}{3} = 0,373 \text{ m} \\ y_{c2} = a \cos \left( \frac{\varnothing}{3} + 120^\circ \right) = -0,61 \text{ m} \\ y_{c3} = a \cos \left( \frac{\varnothing}{3} + 240^\circ \right) = 0,24 \text{ m} \end{array} \right.$$

On a :  $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0,31 \leq y_c \leq 0,41$

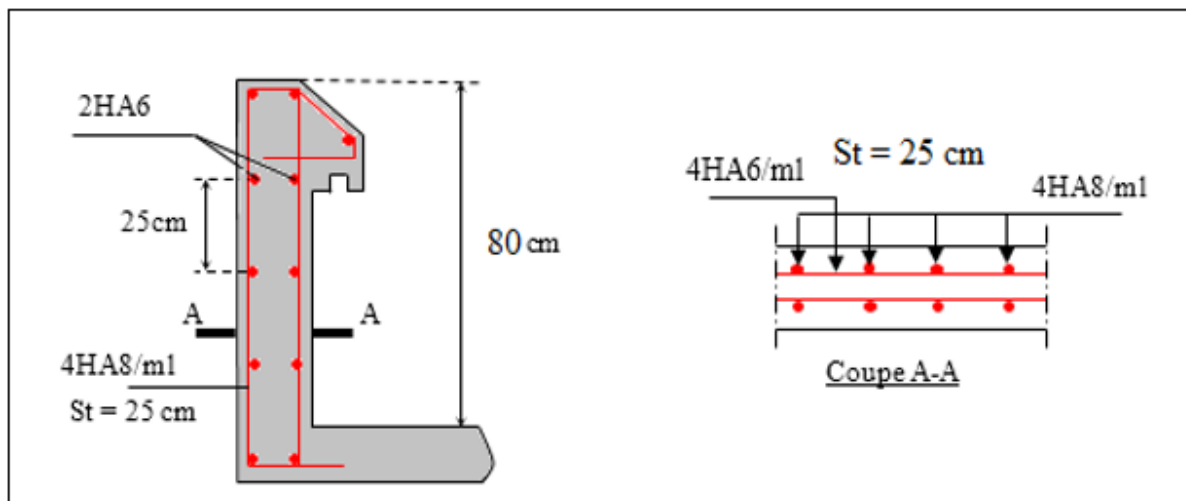
On opte pour  $y_c = 0,373 \text{ m} \Rightarrow y = y_c + c = 0,063 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) = \frac{1 \times 0,063^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,063) = 1,93 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,8 \times 10^{-3}}{1,93 \times 10^{-3}} \times 0,063 = -0,07 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{0,8 \times 10^{-3}}{1,93 \times 10^{-3}} \times (0,08 - 0,063) = 0,105 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa}$$

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.20.** Ferrailage de l'acrotère

**III.4 Etude de l'ascenseur**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant un déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long des étages à travers d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur, munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

- La vitesse de circulation est de 1m/s.
- Course maximale est de 50m.
- Charge due à l'ascenseur : DM=82 KN.
- Charge due à la machine : PM=15 KN.
- Poids de la cuvette : FC=120 KN
- Charge nominale (des personnes) est de 6,3KN
- Dimensions de la gaine : Bs×Ts= (2.03×2,15) (m²)

Avec : Bs, Ts, Hk sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

Fc : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

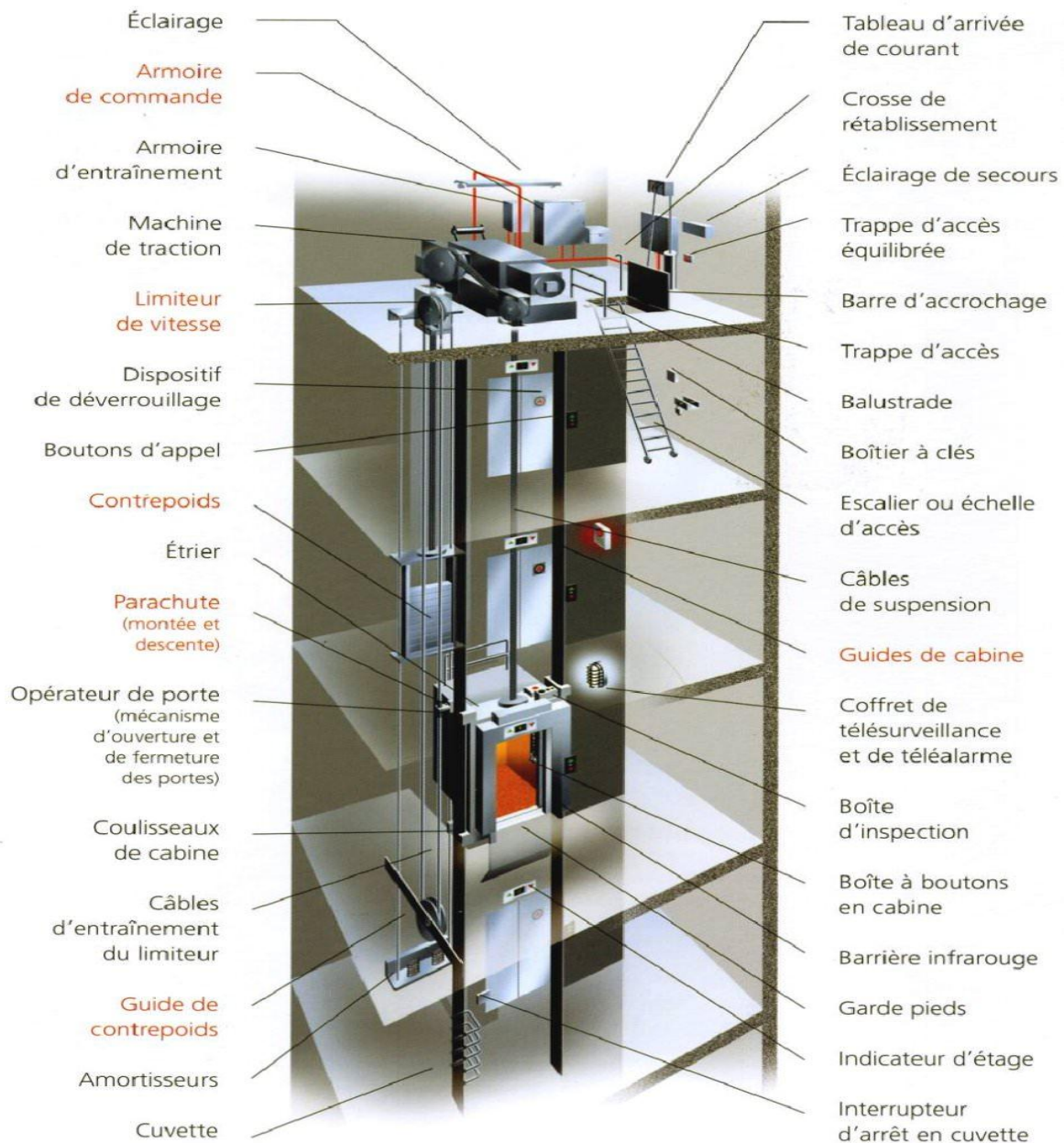
PM : Charge due à la dalle des machines.

DM : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 630 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

La figure suivante montre un exemplaire d'un ascenseur, avec tout ces composantes :



**Figure III.21.** Concept d'un ascenseur.

La dalle de la cage d'ascenseur doit avoir une épaisseur suffisante pour qu'elle puisse reprendre les charges importantes au quelle elle est soumise (machine + ascenseur).

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé son épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **e=14 cm**.

**A. Dalle sous ascenseur**

**a. Evaluation des charges et surcharges**

- La charge permanente

Poids de la dalle en béton arme :  $G_{dalle} = \rho \times e = 25 \times 0,14 = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Poids de la cuvette (la réaction) :  $G_{cuvette} = \frac{Fc}{S} = \frac{120}{4,36} = 27,52 \text{ KN/m}^2$ .

Poids propre du revêtement :  $G_{revêtement \text{ en béton seul}} = \rho \times e = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2$

La charge totale c'est :  $G_t = 32,12 \text{ KN/m}$ .

La charge d'exploitation (local technique).

D'après l'article (7.4 DTR BC2-2 partie IV- charges d'exploitation),.....

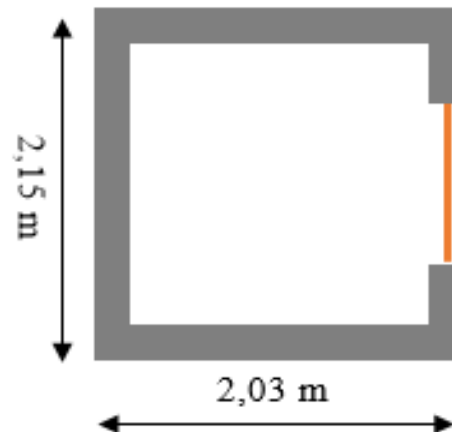
$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

**b. Combinaisons des charges**

**L'ELU :**

$$q_u = 1,35 \times G_t + 1,5 \times Q = 45,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{L'ELS : } q_s = G_t + Q = 33,62 \text{ KN/m}^2$$



**Figure III.22.** Coupe transversale d'ascenseur

**c. Calcul des sollicitations**

- Cas d'une charge répartie

➤ **Calcul des moments**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases} [\text{Annexe II}] \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7,87 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6,81 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments corrigé (réel)**

✓ En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 6,68 \text{ KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5,78KNm$

✓ En appui : Sens x-x' :  $M_t^x = -0.3 \times M_0^x = -2,361KNm$

Sens y-y' :  $M_t^y = -0.3 \times M_0^y = -2,043KNm$

**d. Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur à la flexion simple avec d=11cm.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.24.** Calcul des ferrailages selon les deux sens

Position	Sens	M <sub>ELU</sub> KN.m	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>min</sub>	At (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	6,68	0,072	0,0090	0,109	1.15	0,32	4HA8 = 2,01	25
	Selon y	5,78	0,0062	0,0078	0,109	1.12	0,28	4HA8 = 2,01	25
En appuis	Selon x	2,361	0,0048	0,006	0,109	1.32	0,21	4HA8 = 2,01	25
	Selon y	2,043	0,0041	0,0052	0,109	1.32	0,18	4HA8 = 2,01	25

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

Pour e > 12cm et ρ ≥ 0,4 ; avec F<sub>c</sub>=400 MPa → ρ<sub>0</sub> = 0,0008

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-0,94)}{2} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,15cm^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,12cm^2 \end{cases}$$

$$A_a^{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = 0,23 \times 100 \times 11 \times 2,1 / 400 \Rightarrow A_a^{\min} = 1,328cm^2$$

Donc on ferraille avec A<sub>min</sub>.

❖ **Vérification du ferrailage longitudinale**

A<sub>ty</sub> ≥ A<sub>tx</sub> / 4 = 0,50 cm.....vérifiée

❖ **Calcul des espacements**

Selon x : S<sub>t</sub> ≤ min(2e ; 25cm) ⇒ S<sub>t</sub> ≤ 25cm On adapte S<sub>t</sub> = 25cm.

Selon y : S<sub>t</sub> ≤ min(2e ; 25cm) ⇒ S<sub>t</sub> ≤ 25cm On adapte S<sub>t</sub> = 25cm.

e. Vérification nécessaire

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa}$$

$\rho = 0,94 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travail selon les deux sens :

$$\rho = 0,94 \Rightarrow V_x = q_u \times \frac{l_x}{4} = 30,86 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_y}{4} = 31,49 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Selon x :  $\tau_u = \frac{V_x}{b \times d}$

Selon y :  $\tau_u = \frac{V_y}{b \times d}$

**Tableau III.25.** Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Observation
Sens x	30,86	0,28	1,17	Vérifiée
Sens y	31,49	0,28	1,17	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 33,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,2, \rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,05 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6,93 \text{ KN.m...[Annexe II]}$$

$$M_0^y = \mu_y \times q_{ser} \times l_y^2 \Rightarrow M_0^y = 6,23 \text{ KN.m.}$$

❖ Calcule des moments corrigés (réel)

En travée :

$$M_{t \text{ ser}}^x = 0,85 \times M_0^x = 5,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}}^y = 0,85 \times M_0^y = 5,29 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{a\ ser}^x = -0,3 \times M_0^x = -2,079 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\ ser}^y = -0,3 \times M_0^y = -1,869 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

- Etat limite de compression de béton  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

**Tableau III.26.** Vérifications des états limites de compression du béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	Selon x	5,9	1,68	1474	1,22	15	Vérifiée
	Selon y	5,29	2,29	2687,6	0,81	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	2,079	3,08	4756,3	0,46	15	Vérifiée
	Selon y	1,869	1,68	1474	0,72	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche

1.  $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{203} = 0,068 > 0,042 \Rightarrow$  la condition vérifiée.

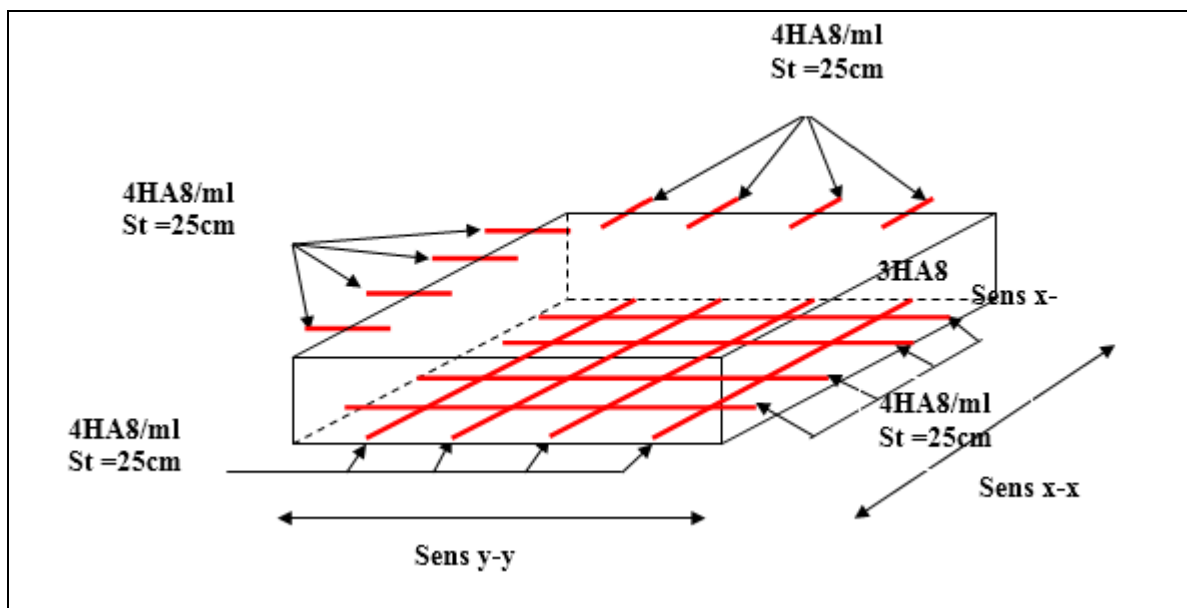
2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,0018 < 0,005 \Rightarrow$  la condition vérifiée.

Les conditions de flèche sont vérifiées

**Schéma de ferrailage**



B. Dalle au-dessus de l'ascenseur



La charge concentrée  $g$  est appliquée sur la surface  $a_0 \times b_0$  de la dalle, elle agit uniformément sur une surface  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle, comme montre la figure suivante :

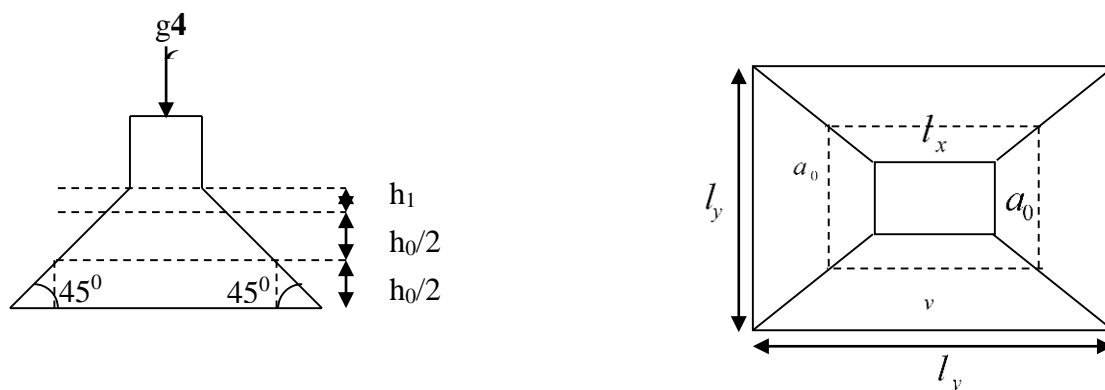


Figure III.24. Schéma représentant la surface d'impact.

a. Calcul du rectangle d'impact ( $u \times v$ )

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \text{BAEL91/99.}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

On a une vitesse  $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

$h_1 = 5cm$  (épaisseur du revêtement sur la dalle)

$h_0 = 14cm$  (épaisseur de la dalle en béton)

$\Psi$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement est moins résistant
- 1 si le revêtement est en béton, ce qui est le cas pour cette dalle.

Donc : 
$$\begin{cases} u = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104 \text{ cm.} \\ v = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104 \text{ cm.} \end{cases}$$

**b. Calcul des sollicitations**

**b.1. Evaluation des moments du au charge concentré**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m = 82 + 15 = 97 \text{ KN}$

$Q = P_{\text{personnes}} = 6,3 \text{ KN}$

$P_u = 1,35 \times g + 1,5q = 1,35 \times 97 + 1,5 \times 6,3 = 140,4 \text{ KN}$

$M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients donnés par l'abaque de PIGEAUD..... [Annexe III]

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho = 0,94$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{104}{203} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,512 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{104}{203} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,512 \end{cases} ; \text{ET} \begin{cases} \frac{u}{l_y} = \frac{104}{215} \Rightarrow \frac{u}{l_y} = 0,483 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{104}{215} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0,483 \end{cases}$$

Soit  $\frac{u}{l_x} = \frac{v}{l_x} \approx 0,5$  ET  $\frac{u}{l_y} = \frac{v}{l_y} \approx 0,5$

$\Rightarrow M1 = 0,114$   
 $M2 = 0,034$ ..... [Annexe III]

On remplace

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 140,4 \times 0,114 = 16 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 140,4 \times 0,034 = 4,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b.2. Evaluation des moments due à la charge repartie (poids propre de la dalle) :**

$G_{\text{plancher local machine}} = 5,36 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 1,35 \times 5,36 + 1,5 \times 1,5 = 9,486 \text{ KN/m}^2$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,64 \text{ KN.m}$      $M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1,42 \text{ KN.m}$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont : 
$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 17,64 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,85M_{0x} = 15\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 5,26\text{KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_{ax} = -0,3M_{0x} = -5,29\text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3M_{0y} = -1,85\text{KN.m}$$

**c. Ferrailage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d = 1\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27.** Calcul des ferrailages selon les deux sens

Position	Sens	MELU KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	At (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	15	0,071	0,0089	0,109	0,32	1,15	4HA10 = 3,14	25
	Selon y	5,26	0,0062	0,0077	0,109	0,27	1,12	4HA10 = 3,14	25
En appuis	Selon x	5,29	0,0047	0,0059	0,109	0,21	1,32	4HA10 = 3,14	25
	Selon y	1,85	0,0041	0,0051	0,109	0,18	1,32	4HA10 = 3,14	25

**d. Vérification à l'ELU :**

- ✓ Vérification au poinçonnement : C'est la vérification de la déformation de la dalle sous la charge concentrée au point d'application de la charge

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec :

$P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (104 + 104) \Rightarrow U_c = 416\text{cm}; \quad P_u = 140,4\text{KN}; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$$P_u = 140,4\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 1000 = 436,8\text{KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

Vérification de l'effort tranchant :  $b=100\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{MPa}$$

On a une charge concentre avec  $v = u$

$$\Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = \frac{140,4}{3 \times 1,40} = 33,43 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0,3 \text{MPa} < 1,17 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ Calcul à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 7,36 \text{KN/m}^2$$

b.1. Evaluation des moments du au charge répartie

$$v = 0,2, \rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,05 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 1,41 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 1,26 \text{KN.m}$$

Calcul des moments corrigés (réel)

En travée :

$$M_{t \text{ ser}}^{x \text{ repartie}} = 0,85 \times M_0^x = 1,19 \text{KN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}}^{y \text{ repartie}} = 0,85 \times M_0^y = 1,071 \text{KNm}$$

En appuis :

$$M_{a \text{ ser}}^{x \text{ repartie}} = -0,3 \times M_0^x = -0,423 \text{KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}}^{y \text{ repartie}} = -0,3 \times M_0^y = -0,378 \text{KN.m}$$

b.2. Evaluation des moments du au charge concentré

$$P_s = g + q = 97 + 6,3 = 103,3 \text{KN}$$

A.N

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t \ x} = M_{t \ y} = 103,3 \times (0,114 + 0,2 \times 0,034) = 12,47 \text{KN.m} \\ M_{a \ x} = M_{a \ y} = 103,3 \times (0,034 + 0,2 \times 0,114) = 5,86 \text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés (réel)

**En travée :**

$$M_{t\ ser}^{x\ concentré} = 0,85 \times M_x = 10,58\text{KN.m}$$

$$M_{t\ ser}^{y\ concentré} = 0,85 \times M_y = 5\text{KN.m}$$

**En appuis :**

$$M_{a\ ser}^{x\ concentré} = -0,3 \times M_a = -3,74\text{KN.m}$$

$$M_{a\ ser}^{y\ concentré} = -0,3 \times M_a = -1,75\text{KN.m}$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{t\ x} = M_{t\ ser}^{x\ repartie} + M_{t\ ser}^{x\ concentré} = 11,77\text{KN.m} \\ M_{t\ y} = M_{t\ ser}^{y\ repartie} + M_{t\ ser}^{y\ concentré} = 6,071\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{a\ x} = M_{a\ ser}^{x\ repartie} + M_{a\ ser}^{x\ concentré} = 4,163\text{KN.m} \\ M_{a\ y} = M_{a\ ser}^{y\ repartie} + M_{a\ ser}^{y\ concentré} = 2,128\text{KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

- Etat limite de compression de béton  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

**Tableau III.28.** Vérifications des états limites de compression du béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	Selon x	11,77	1,68	1474	2,15	15	Vérifiée

	Selon y	6,071	2,29	2687,6	1,43	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	4,163	3,08	4756,3	0,81	15	Vérifiée
	Selon y	2,128	1,68	1474	1,28	15	Vérifiée

▪ Vérification de la flèche

1.  $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{180} = 0,07 > 0,042 \Rightarrow$  la condition vérifiée.
2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 11} = 0,0028 < 0,005 \Rightarrow$  la condition vérifiée.

Les conditions de flèche sont vérifiées.

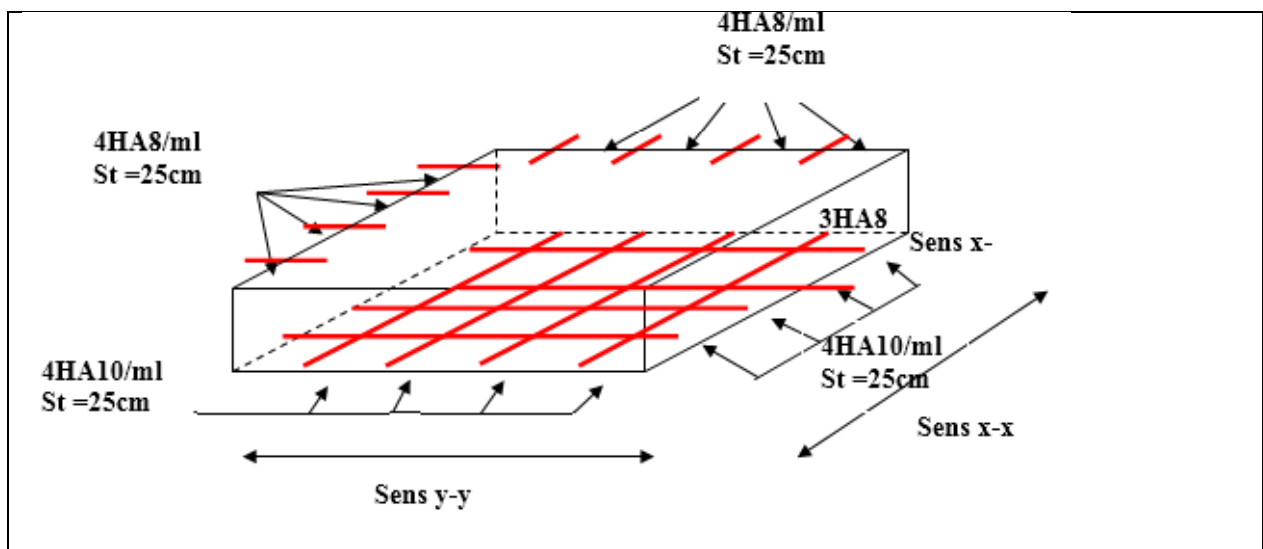


Figure. III.25. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

III.5. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet nous avons un escalier droit à deux volées (L'escalier menant du RDC au 1<sup>er</sup> niveau diffère de celui des étages courants par leurs schémas statiques).

a. Escalier type 1

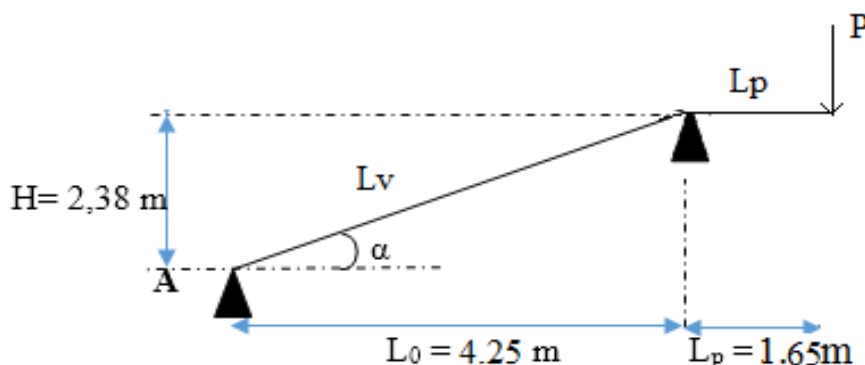


Figure III.26. Coupe en élévation de l'escalier 1<sup>ère</sup> partie

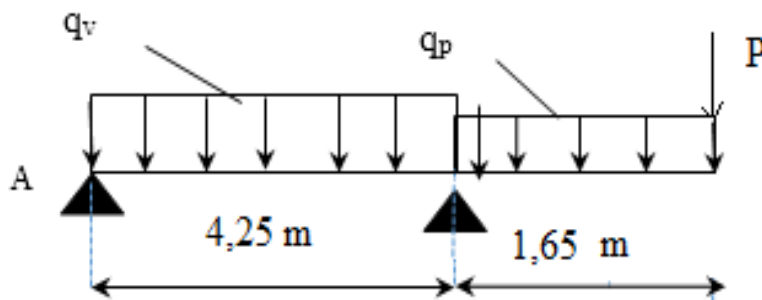


Figure III.27. Schéma statique de l'escalier 1<sup>ère</sup> partie

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,45 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,68 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,15 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,418 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,95 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,18 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 3,95 + q_p \cdot 1,74 + P$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} ELU: 26.98 \text{ KN} \\ ELS: 19.48 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} ELU: 60.32 \text{ KN} \\ ELS: 43.55 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **calcul des sollicitations**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

$$M_{0max} = 28,26 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 51.99 \text{ KN.}$$

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

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 24.02 \text{ KN. m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -22.22 \text{ KN. m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{max}$  pour une section  $(b \times h) = (1ml \times e)$  ; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec  $M_a^{max}$ .

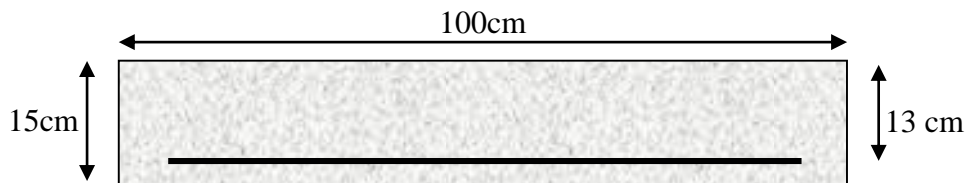


Figure III.28. Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Ferraillage de l'escalier Type 1

Position	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	Z(m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	24,02	0,086	0,113	5,16	1,69	6HA14 = 10,78	16
Appui	-22,22	0,08	0,104	4,76	1,69	7HA12 = 5,65	14

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée :  $A_{rep} = 2,31 \text{ cm}^2/ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/ml$  ; St = 25 cm



En appui :  $A_{rep} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 51.99 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,1 * (\frac{f_{c28}}{25}), 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 34.66 \text{ KN} \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 17.33 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -16.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.30.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	17.33	4.9	15393.3	5.62	15	Vérifiée
En appui	-16.08	4.7	13748.7	5,5	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1)  $e \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}) \times l \Leftrightarrow e = 17 \text{ cm} < 26.56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 9.24 \text{ cm}^2 > 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $L = 4,25 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :  $f_{adm} = 4.25/500$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

**g** : l'ensemble des charges permanentes.

**J** : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

**P** : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Sous g :  $M_g = 29.6 \text{ KN.m}$

Sous j :  $M_j = 17.8 \text{ KN.m}$

Sous p :  $M_p = 38,90 \text{ KN.m}$

$$\rho = 0,0055\% ; \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 2,72 \\ \lambda_v = 1,09 \end{array} \right. ; I_0 = 24572,4 \text{ cm}^4 ; \left\{ \begin{array}{l} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ Calcul des  $\sigma_{st}$

$$\sigma_{st}^g = 11.5 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^j = 19.1 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^p = 25.1 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 0.000208 \text{ mm} \\ f_{ji} = 0.00011 \text{ mm} \\ f_{pi} = 0.000151 \text{ mm} \\ f_{gi} = 0.000695 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.0017 < \bar{f} = \frac{425}{500} = 8.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

Pour la console :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 3.42 < \bar{f} = 6.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

➤ Schéma de ferrailage

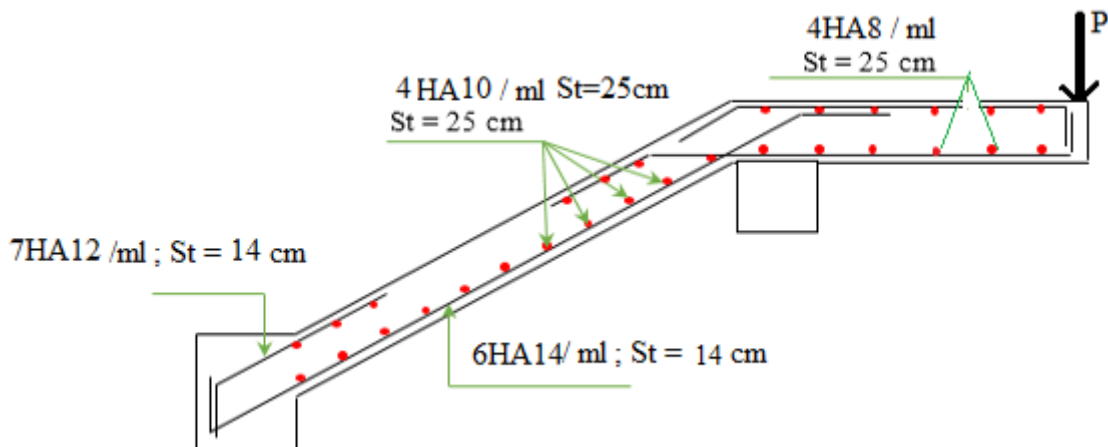


Figure III.29. Schéma de ferrailage de l'escalier 1<sup>ère</sup> partie

b. Escalier type 2 : (étage courant)

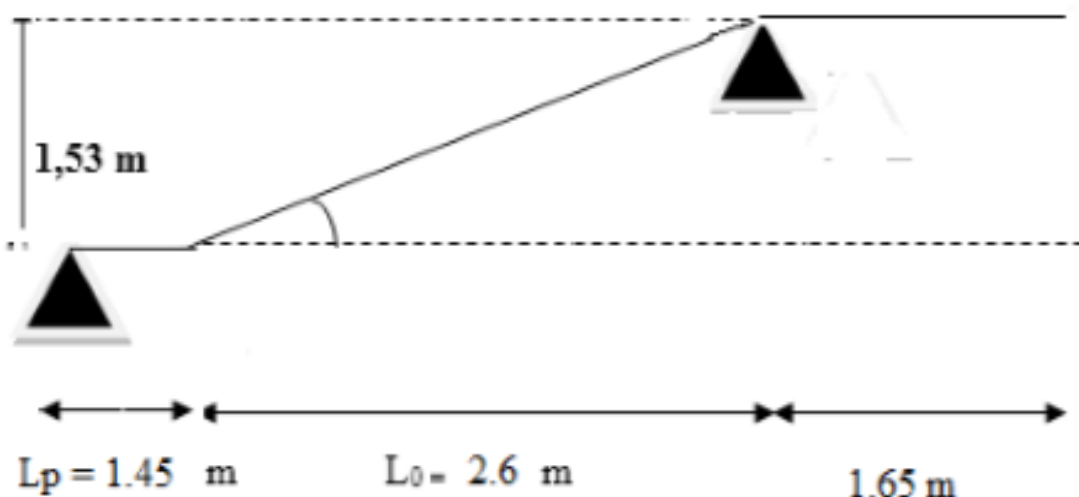


Figure III.34. Coupe en élévation de l'escalier (étage courant)

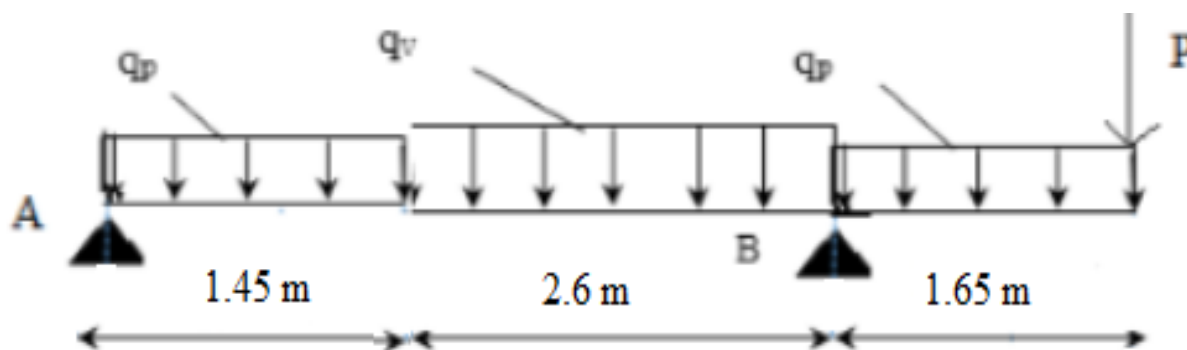


Figure III.35. Schéma statique de l'escalier (étage courant)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,57 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,68 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,32 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,418 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,07 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,18 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2,6 + q_p \cdot 1,45 + q_p \cdot 1,65 + P$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 20,88 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 15 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 58,38 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 42,1 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

$$M_{0max} = 22.23 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 29.61 \text{ KN.}$$

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

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 18.9 \text{ KN. m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -22.22 \text{ KN. m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{max}$  pour une section  $(b \times h) = (1ml \times e)$  ; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec  $M_a^{max}$ .

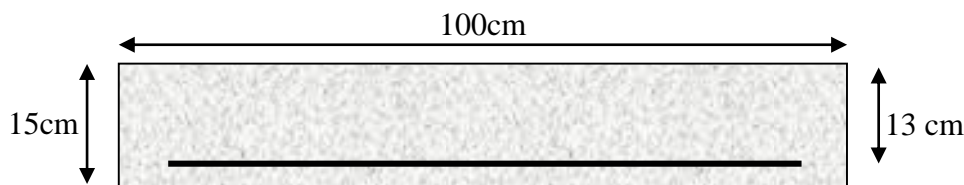


Figure III.36. Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Ferraillage de l'escalier Type 1

Position	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	Z(m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	18,9	0,121	0,114	4,75	1,449	7HA12 = 7,92	14
Appui	-22,22	0,108	0,113	5,65	1,449	7HA14 = 10,78	14

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée :  $A_{rep} = 1,98 \text{ cm}^2/ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$  ; St = 25 cm

En appui :  $A_{rep} = 2,69 \text{ cm}^2/ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/ml$  ; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 29,61 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,1 * (\frac{f_{c28}}{= 25}), 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 34.66KN \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 13.6 KN.m \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -16.08 KN.m \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.34.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	13.6	44,2	9693,7	6,01	15	Vérifiée
En appui	-16.08	4,8	12068,7	56,4	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1)  $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=17 \text{ cm} < 26.56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 9.24 \text{ cm}^2 > 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $L = 4,25 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :  $f_{adm} = 4.25/500$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.0017 < \bar{f} = \frac{425}{500} = 8.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

Pour la console :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 3,42 < \bar{f} = 6,6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

➤ Schéma de ferrailage

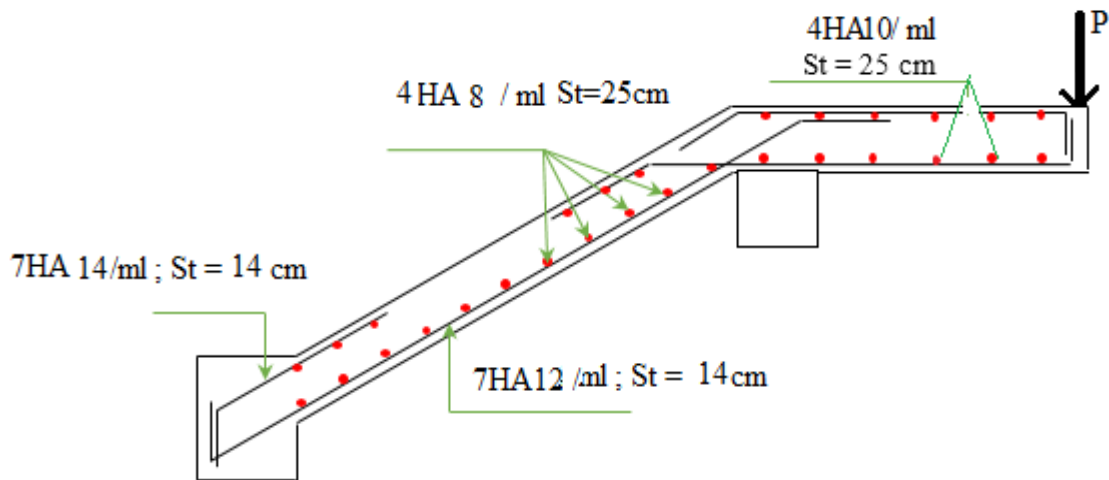


Figure III.37. Schéma de ferrailage de l'escalier (étage courant)

III.6. Etude de la poutre palière

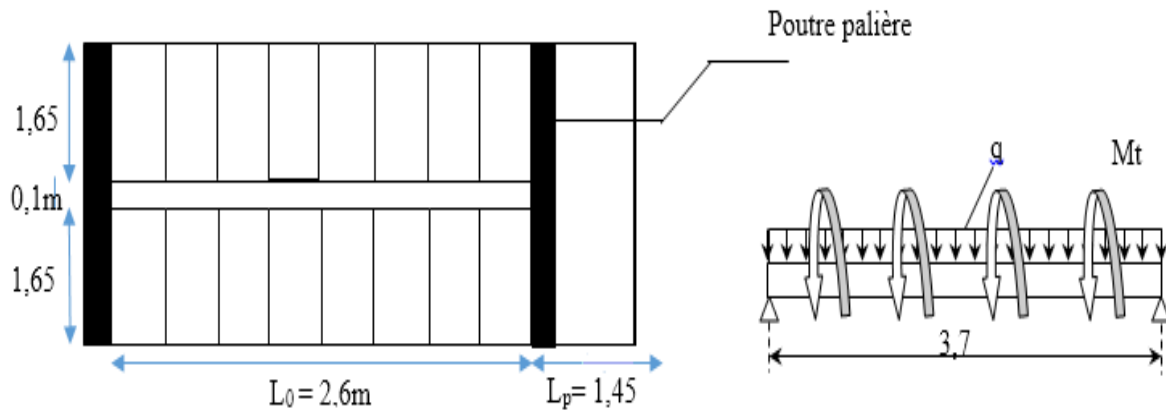


Figure III.38. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 22,66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm } \quad h = 30 \text{ cm.}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre :  $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse :  $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 26,37 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 18,97 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Moment de torsion  $M_{tor} = M_B \times l/2$  : provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 29,4 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 21,22 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 50,32 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 42,76 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,4 M_0 = -20,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 54,40 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.35. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	42,76	A	0,138	0,186	0,249	4,92	0,97	Vérifiée
Appui	- 20,29		0,064	0,084	0,26	2,21	0,97	

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{54,4 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,671 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0,275 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; -0,275 \times 10^{-3} \text{ cm}^2), \text{ donc on prend : } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion**

**Moment de torsion**

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -14,69 \times \frac{3,7}{2} = -27,17 \text{ KN.m}$$

Avec :  $M_B$  : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \emptyset/6$ ) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ ).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$  : Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{27,17 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 7,49 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,936 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{15,28 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 4,34 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau} = 12,67$

Avec :  $\tau_{total}^{tor} = 12,65 \text{ Mpa}$



Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$  .....pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

En travée :

$$A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4,92 + \frac{7,49}{2} = 8,66 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14= 9.24 cm<sup>2</sup>

En appui :

$$A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,21 + \frac{7,49}{2} = 5,92 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12=6,79 cm<sup>2</sup>

Armature transversales :  $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,936 = 1,38 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$$q_s = g_0 + R_{Bs} = 21,22 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moments : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 36,31 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 M_0 = 30,86 \text{ KN.m} \\ M_a = -0,5 M_0 = -14,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.36.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	30,86	11,83	48452	7,54	15	Vérifiée
En appui	-14,52	10,56	39303	3,90	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 29,89 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,75 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3)  $L = 3,4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ Schéma de ferrailage

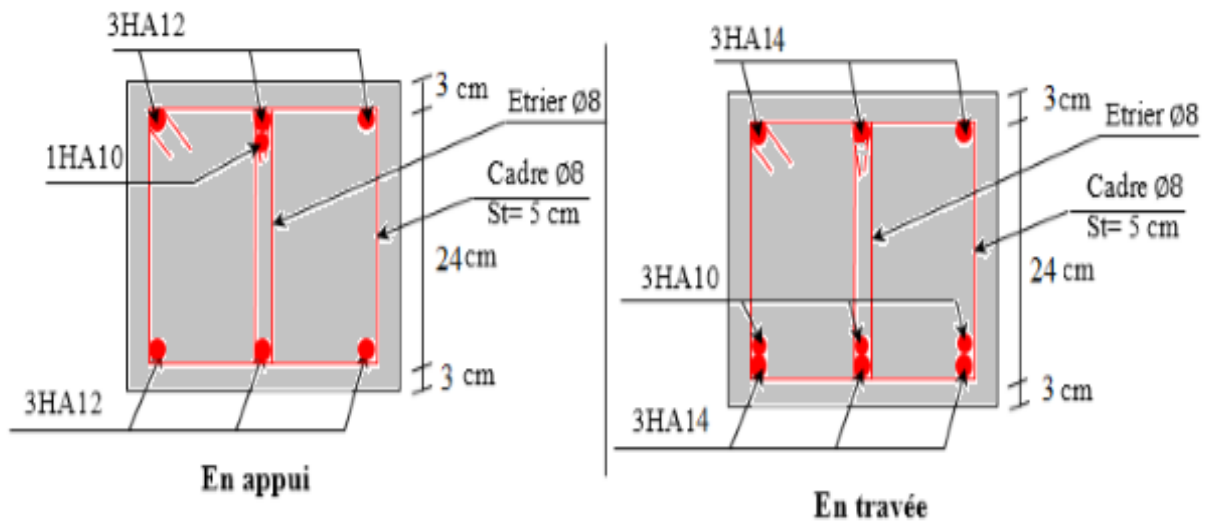


Figure.III.39. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7 Etude des poutres de chainages (porteuses) :

**III.7.1 Définition :** D’après l'article (9.3.6) et (9.3.7), les poutres de chainages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux.

Dans notre cas on aura besoins des poutres de chainages horizontales, elles ceinturent les ouvertures au niveau des planchers pour les rendre solidaires.

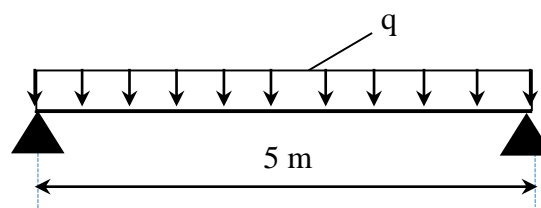


Figure III.40.. Schéma statique de la poutre de chaînage

La figure suivant montre le schéma de disposition des poutres des chainages

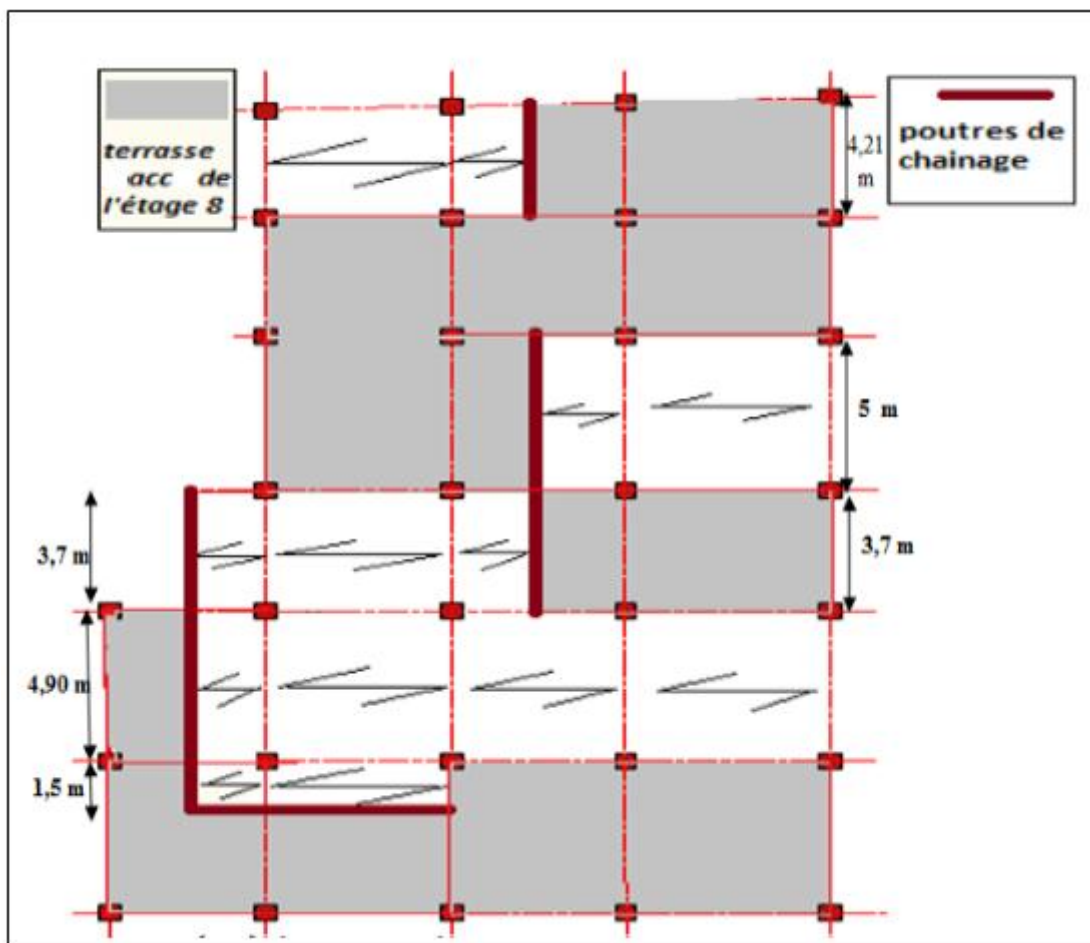


Figure III.41. Schéma de disposition des Poutres des chainages

### III.7.2. Dimensionnement

D'après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à  $\frac{2}{3}$  de l'épaisseur de l'élément supporté. Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

- Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

- Exigences du RPA 99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm, } h = 35 \text{ cm}$$

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- Poids propre :  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher à corps creux :  $q_{cc} = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2)$   
Avec :  $l_g = 0$  ;  $l_d = 2,05 \text{ m}$  ;  $G = 6,28 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation sur la poutre :  $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 15,27 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 = 11,087 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments isostatiques  $\begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 42,16 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 30,61 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée  $\begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 35,836 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 26,01 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui :  $M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -16,86 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -12,24 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Ferrailage à l'ELU

Tableau III.37. Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	M <sub>u</sub> KN.m	Pivot	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>Choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	35,83	A	0,077	0,10	0,31	3,25	1,19	4HA12 = 4,52
En appuis	16,86		0,036	0,046	0,32	1,49	1,19	3HA10=2,36

➤ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 35,88 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,362 \text{ MPa}$$

$$\text{F.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Armatures transversales

On fixe St = 15 cm puis on calcul A<sub>trans</sub>

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre φ8 + un étrier φ8 → A<sub>t</sub> = 4φ8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

➤ Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III.38. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)
En travée	26,01	7,77	27224,4	7,37	15
En appuis	12,24	6,4	18966	4,13	15

➤ Vérification de la flèche

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=35 \text{ cm} < 39,99 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3,39 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3)  $L = 4,7 \text{ m} < 8 \text{ m}$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau III.39. Vérification de la flèche

f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>qi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Observation
7,83	3,65	5,92	4,75	5,36	9,4	Vérifiée

La condition de la flèche est vérifiée donc le ferrailage est satisfait

➤ Le schéma de ferrailage

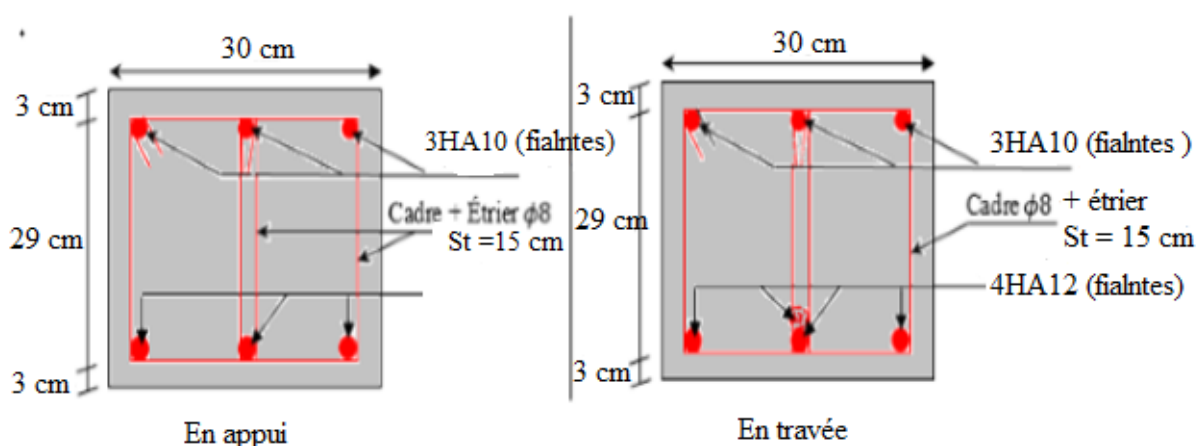


Figure III.42. Ferrailage de la Poutre de chaînage

**III.8. Conclusion**

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

### III.1 Introduction :

Parmi les études de la structure, on trouve l'étude des éléments secondaires qui sont définies comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 addenda 2003...). C'est ce qui fait l'objet de ce troisième chapitre.

### III.2 Etude du plancher

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### III.2.1. Plancher à corps creux

##### ❖ Méthodes de calculs des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### ➤ Domaine d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL91/99 art B.6.2, 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 :

1. Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$ ).
2. Le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ .
3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N). (poutrelle encrée dans le plancher)

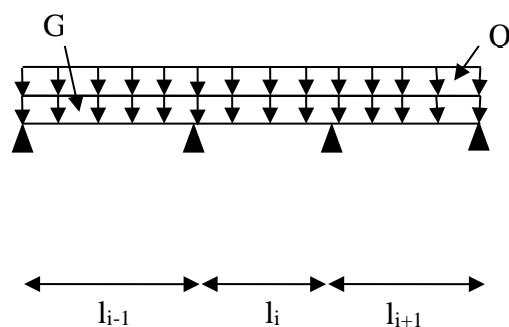


Figure III.1 Schéma d'une poutrelle

**1. Moment en appuis de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $-0.15M_0$ , tel que  $M_0 = \max(M^1_0, M^p_0)$ ,

$M_0$  : moment isostatique ( $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$ ).

**2. Moment en appuis intermédiaires**

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

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

**3. Moment en travée**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

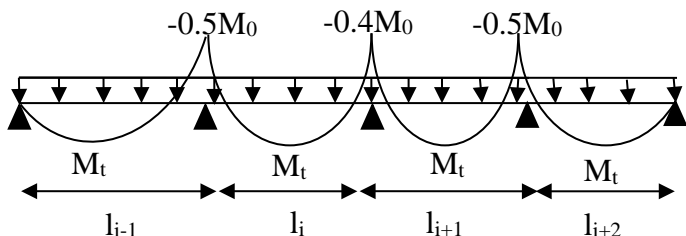
$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

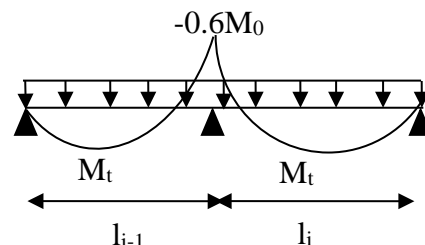
Avec :  $M_t$  : Est le maximum entre (1) et (2).

$\alpha = (Q_i / (G + Q))$  degré de surcharge.

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



**Figure III.2** Moments sur une poutre à plus de trois travées



**Figure III.3** Moments sur une poutre à deux travées



❖ 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 appuis voisins 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 :  $V_u = V_{u0}$  (isostatique) +  $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

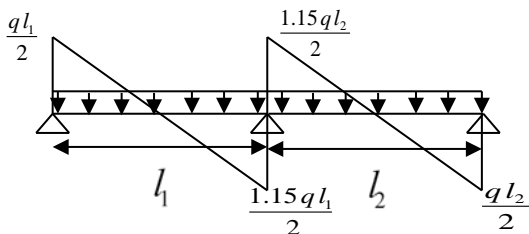


Figure III.4 Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

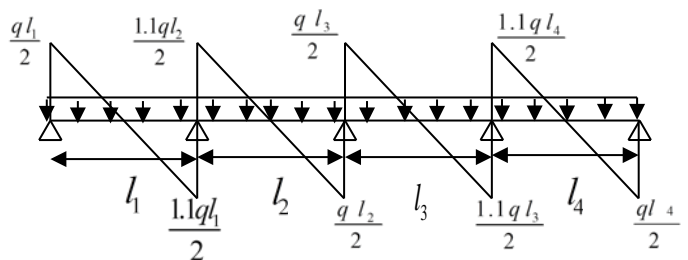


Figure III.5 Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

➤ Domaine d'application de la méthode Caquot

Si la 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées ( $Q > \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ )) on applique la méthode de Caquot. Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, c-à-d, on minore(G) avec un coefficient de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

❖ Les différents types de poutrelles

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles.

TYPE	Schéma statique des poutrelles : (étages courants)
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
TYPE	Schéma statique des poutrelles : (terrasse inaccessible)
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	

Remarque :

Les différents types de poutrelle sont disposés comme suit

- Etage courant : type (T1, T2, T3, T4)

- Terrasse inaccessible : type (T5, T6, T7, T8, T9)

Tableau III.2. Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles.

Type de poutrelle	Cause	Méthode adopté
T5, T6, T7, T8	$1,5/4,25 = 0,35$ ∉ [0,8; 1,25]	Caquot minorée
T1, T2, T3	✓	Forfaitaire
T4, T9	/	RDM

➤ Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU :  $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$  et  $p_u = 0,65 \times q_u$

A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0,65 \times q_s$

Caquot minorée  $G' = \frac{2}{3} G$

A l'ELU :  $P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65$

A l'ELS :  $P_s' = (G' + Q) \times 0,65$

❖ Exemple de calcul

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6,25 \text{ KN/m}^2$ ;  $G' = 4,16 \text{ KN/m}^2$ ; avec  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,25 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = \mathbf{6,46 \text{ KN/ml}}$ .

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,25 + 1) \times 0,65 = \mathbf{4,71 \text{ KN/ml}}$ .

$P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65 = (1,35 \times 4,16 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = \mathbf{4,62 \text{ KN/ml}}$ .

$P_s' = (G' + Q) \times 0,65 = (4,16 + 1) \times 0,65 = \mathbf{3,35 \text{ KN/ml}}$ .

Les résultats obtenus dans chaque niveau sont résumé dans le tableau qui suit:

Tableau III.3. Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G(KN/m <sup>2</sup> )	G'(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
				P <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>u</sub> ' (KN/m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> ' (KN/m)
Plancher terrasse inaccessible	6,25	4,16	1	6,46	4,62	4,71	3,35
Etage courant	5,21	3,47	1,50	6,034	4,51	4,362	3,233
Etage RDC	5,21	3,47	5	9,447	7,923	6,637	5,508

A.1 Exemple de calcul avec la méthode de Caquot minorée

✓ Etude de la poutrelle type T8 (plancher terrasse inaccessible)

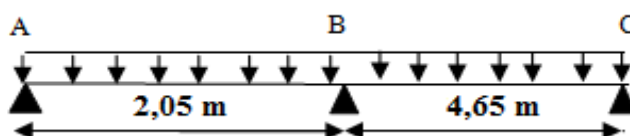


Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle T2 (plancher terrasse inaccessible)

➤ Evaluation des moments

a) Moment en appuis de rive

A l'ELU :  $M_A = M_D = -0,15 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

$$AN: \quad = -0,15 \times \frac{4,62 \times 4,65^2}{8} = -1,872KN.m$$

A l'ELS :  $M_A = M_D = -0,15 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

$$AN: \quad = -0,15 \times \frac{3,35 \times 4,65^2}{8} = -1,358KN.m$$

b) Appuis intermédiaires

Pour un chargement réparti

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

- {  $q_g, q_d$  : étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.
- {  $L_g', L_d'$  : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.(gauche et droite)

Calcul des longueurs fictives ;  $L'_{AB} = L_{AB} = 2,05m$   
 $L'_{BC} = L_{BC} = 4,65m$

**A l'ELU :**

$$M_B = -\frac{4,62 \times (2,05^3 + 4,65^3)}{8,5 \times (2,05 + 4,65)} \Rightarrow M_B = -8,87 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

$$M_B = -\frac{3,35 \times (2,05^3 + 4,65^3)}{8,5 \times (2,05 + 4,65)} \Rightarrow M_B = -6,43 \text{ KN.m}$$

**c) Les moments en travées**

$$M(x) = M_0(x) + M_g(1 - x/L) + M_d(x/L) ; \text{ Avec : } M_0(x) = qx(l - x)/2$$

**1. Travée AB**

**A l'ELU :**

$$x = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{Pu \times L_{AB}} = \frac{2,05}{2} - \frac{(0 - (-8,87))}{6,46 \times 2,05} = 0,60m$$

$$M_{iAB}^U(2,003) = \frac{6,46 \times 0,6 \times (2,05 - 0,6)}{2} - 8,87 \times \frac{0,6}{2,05} \Rightarrow M_{iAB}^U(0,6m) = 0,406 \text{ KNm}$$

**A l'ELS :**

$$M_{iAB}^S(0,6m) = \frac{4,71 \times 0,6 \times (2,05 - 0,6)}{2} - 6,43 \times \frac{0,6}{2,05}$$

$$\Rightarrow M_{iAB}^S(0,6m) = 0,303 \text{ KN.m}$$

**2. Travée BC**

$$x = \frac{4,65}{2} + \frac{8,87}{6,46 \times 4,65} = 2,62m$$

**A l'ELU :**

$$M_{iBC}^U(2,62m) = \frac{6,46 \times 2,62 \times (4,65 - 2,62)}{2} + (-8,87) \times (1 - \frac{2,62}{4,65})$$

$$\Rightarrow M_{iBC}^U(2,62m) = 13,30 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$M_{iBC}^S(2,62m) = \frac{4,71 \times 2,62 \times (4,65 - 2,62)}{2} + (-6,43) \times \left(1 - \frac{2,62}{4,65}\right)$$

$$\Rightarrow M_{iBC}^S(2,62m) = 9,72 \text{ KN.m}$$

**Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$\begin{cases} V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \\ V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i \end{cases}$$

1. Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = \frac{6,46 \times 2,05}{2} + \frac{(-8,87)}{2,05} \Rightarrow V_A = 2,29 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,46 \times 2,05}{2} + \frac{(-8,751)}{2,05} \Rightarrow V_B = -10,94 \text{ KN} \end{cases}$$

2. Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = \frac{6,46 \times 4,65}{2} + \frac{(-8,87)}{4,65} \Rightarrow V_B = 16,92 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,46 \times 4,65}{2} + \frac{(-8,87)}{4,65} \Rightarrow V_C = -13,10 \text{ KN} \end{cases}$$

**A.2. Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire :**

➤ **Etude de poutrelles type T3 du plancher étage courant**

On voit que les conditions d'application de la méthode Forfaitaire sont satisfaites

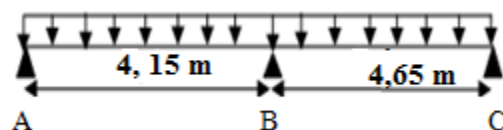
$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,15}{4,65} = 0,89 : \text{ donc on applique la méthode forfaitaire}$$

✓ **Moments isostatiques**

Travée A-B = B-C :

A L'ELU :

$$M_0^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,03 \times 4,65^2}{8} \rightarrow M_0^u = 16,297 \text{ KN.m.}$$



A L'ELS

Fig.III.7. Schéma statique de la poutrelle.

$$M_0^s = \frac{4,36 \times 4,65^2}{8} \rightarrow M_0^s = 11,78 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moments aux appuis**

**1) Appuis de rive**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0,15 \times M_0$

**A L'ELU:**

$$M_A^u = M_C^u = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{6,03 \times 4,65^2}{8} \rightarrow M_A^u = -2,44 \text{ KN.m.}$$

**A L'ELS**

$$M_A^s = M_C^s = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{4,36 \times 4,65^2}{8} \rightarrow M_A^s = -1,76 \text{ KN.m.}$$

**2) Appuis intermédiaires**

**A L'ELU**

$$M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 16,29 = -9,778 \text{ KN.m}$$

**AL'ELS :**

$$M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 11,78 = -7,07 \text{ KN.m}$$

**3) Moments en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,21} = 0,223$$

$$1) \left\{ M_{tAB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \right.$$

$$2) M_{t2} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t = \max(M_{t1}; M_{t2})$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,0669 \Rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire}$$

$$1,2 + 0,3 \alpha = 1,2669 \Rightarrow \text{Pour une travée de rive}$$

**Travée AB :**

**A L'ELU**

$$\left\{ M_{tAB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \right.$$

$$M_{tAB} + \frac{0,6}{2} M_0 \geq 1,0669 M_0$$

$$M_{tAB} \geq 1,0669 M_0 - 0,3 M_0$$

$$M_{tAB} \geq 13,84 - 4,889$$

**A ELU :  $M_{tAB} \geq 8,96 \text{ KN.m}$ .....(1)**

**A ELS :  $M_{tAB} \geq 6,48 \text{ KN.m}$**

**2)  $M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$**

$M_{tAB} \geq 0,633 M_0$

**A ELU :  $M_{tAB} \geq 8,21 \text{ KN.m}$ .....(2)**

**A ELS :  $M_{tAB} \geq 5,94 \text{ KN.m}$**

Entre (1) et (2) on prend le maximum défavorable, soit :

**A ELU :  $M_{tAB} = 8,96 \text{ KN.m}$**

**A ELS:  $M_{tAB} = 6,48 \text{ KN.m}$**

**Travée BC**

$$\left\{ M_{tBC} + \frac{M_{g+M_d}}{2} \geq \max[1,0669; 1,05] M_{02} \right.$$

$M_{tBC} \geq (1,0669 - 0,3) M_{02}$

$M_{tBC} \geq 0,7669 M_{02}$

**A ELU:  $M_{tBC} \geq 12,5 \text{ KN.m}$ ..... (1)**

**A ELS:  $M_{tBC} \geq 9,037 \text{ KN.m}$**

**2)  $M_{tBC} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$**

$M_{tAB} \geq 0,633 M_0$

**A ELU:  $M_{tBC} \geq 10,31 \text{ KN.m}$ ..... (2)**

**A ELS:  $M_{tBC} \geq 7,46 \text{ KN.m}$**

Entre (1) et (2) on prend le maximum défavorable, soit :

**A ELU:  $M_{tBC} = 12,50 \text{ KN.m}$**

**A ELS:  $M_{tBC} = 9,037 \text{ KN.m}$**

✓ **Les efforts tranchants**

**A L'ELU**

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{ql_1}{2} = 12,51 \text{ KN}$$



$$V_B = -1,15 \frac{ql_1}{2} = -14,39 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 1,15 \frac{ql_1}{2} = 16,12 \text{ KN}$$

$$V_A = - \frac{ql_2}{2} = -14,01 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.4.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage courant.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-2,446	-8,155	13,327	15,432	-1,798	-5,895	9,635
<b>T2</b>	-2,446	-8,155	13,327	15,432	-1,798	-5,895	9,635
<b>T3</b>	-2,446	-9,778	12,5	16,12	-1,76	-7,07	9,037
<b>T4</b>	-1,425	/	9,505	10,71	-1,30	/	6,872
<b>Max</b>	-2,446	-9,778	13,327	16,12	-1,798	-7,07	9,635

**Tableau III.5.** Sollicitations des poutrelles du plancher de la terrasse inaccessible.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T5</b>	-1,87	-9,375	13,085	14,085	-1,361	-6,798	9,566
<b>T6</b>	-1,56	-4,773	9,82	13,732	-1,134	-3,461	7,19
<b>T7</b>	-1,872	-8,87	13,30	16,92	-1,358	-6,43	9,72
<b>T8</b>	-1,56	-7,59	11,034	15,72	-1,134	-5,506	8,066
<b>T9</b>	-2,146	/	14,31	13,596	-1,566	/	5,83
<b>Max</b>	-2,146	-9,375	13,30	16,92	-1,566	-6,798	9,72

❖ Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferrillage :

Tableau III.6. Sollicitations optée pour le ferrillage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Etage courant (1 à 8)	-2,446	-9,778	13,327	16,12	-1,798	-7,07	9,635
Etage9 (terrasse inaccessible)	-2,146	-9,375	13,30	16,92	-1,566	-6,798	9,72

Exemple de calcul (étage courant)

Données

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned}
 & M_t = 13,327 \text{ KN.m} \\
 & M_a^{inter} = -9,778 \text{ KN.m} \\
 & M_a^{rive} = -2,446 \text{ KN.m} \\
 & V = 16,12 \text{ KN} \quad L = 4,65 \text{ m}
 \end{aligned} \right\} \text{ELU} \quad ; \quad \left. \begin{aligned}
 & M_t = 9,635 \text{ KN.m} \\
 & M_a^{inter} = -7,07 \text{ KN.m} \\
 & M_a^{rive} = -1,798 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right\} \text{ELS}
 \end{aligned}$$

✓ les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:

- b=65cm
- b<sub>0</sub>=10cm
- h=20cm
  
- d=18cm
- d'=2cm
- h<sub>0</sub>=4cm
- b<sub>1</sub>=27.5cm

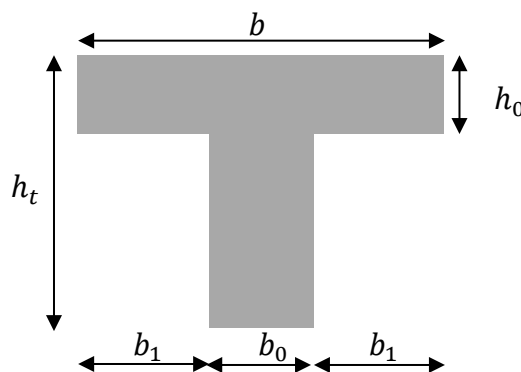


Figure. III.8: Coupe transversale d'une poutrelle.

Calcul à ELU:

A- Armature longitudinales:

En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) ; \quad d = h - d' = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ m}$$

Le Moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 13,327 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée  $\Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire  $b \times h$  ( $0,65 \times 0,20$ )  $\text{m}^2$ .

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

$$\mu_{bu} = \frac{13,327 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,032 \times 14,2} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{les armatures dans la zone}$$

comprimée ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} :$$

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,057$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,057) = 0,175 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{13,327 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 2,18 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } A_s = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

Pour que la flèche soit vérifiée, on doit mettre un ferrailage :  $A_s = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} \leq A_{\text{cal}}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2,18 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Aux appuis:**

**a) Appuis intermédiaires :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2$  ; avec  $M_u = -9,778 \text{ KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,778 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,212 \quad \mu_{bu} = 0,212 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B:}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,212}) = 0,3 \quad ; \quad z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,3) = 0,158m$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right) 10^3 = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1-0,3}{0,3} \right) 10^3 = 8,16\text{‰} > \xi_l = 1,74\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}$$

$$A_{a\text{ inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9,778 \times 10}{0,158 \times 348} = 1,77 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 2\text{HA}8 + 1\text{HA}10 = 1,8 \text{ cm}^2$$

**b) Appuis rives:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,446 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,05 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 \quad ; \quad f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,069 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,175 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,446 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{\text{rive cal}} = 0,39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A = 0,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

• **Vérfications à ELU**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 16,12 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16,12 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,89 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

✓ **Armatures transversales:**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10\text{mm} ; 5,71\text{mm} ; 10\text{mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier  $\Phi 6$ . Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

✓ **Espacement  $S_t$**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

1)  $St \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 16,2cm$

2)  $St \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(0,89 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 70,15cm$

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

3)  $St \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 57cm$

$St = \min(1; 2; 3)$ ; on adopte **St = 15cm**.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) MPa$

$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$\tau_u = \frac{0.275 \times 16,12 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1,052 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ Condition

vérifiée. Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

✓ **Appuis de rive**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_e$  (Art A.5.1,312)BAEL91/99.

$A_l \geq 1,15 \times 16,12 \times 10^{-3} / 400 = 0,46 \text{ cm}^2$

$A_l = 3,39 + 0,79 = 3,84 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_l = 3,84 \text{ cm}^2 > 0,46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

✓ **Appuis intermédiaires**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \gamma_s / f_e (V_u + M_u / 0,9d)$ .

$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 16,12 \times 10^{-3} - \frac{9,778 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$

$A_l = 1,27 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.....Condition vérifiée.

**Vérification de la bielle**

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  (Art A.5,313) BAEL91/99.

avec  $a = \min(0,9d ; (40 - 4)cm) = 16,2cm$

Ce qui donne :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 16,12KN < 108,135KN \dots\dots\dots$ vérifiée

**Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier:

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures;
- ✓ Etat limite de compression de béton;
- ✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

**2-Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$M_{t ser} = 9,635 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

- ✓ **Position de l'axe neutre**

On a :  $A' = 0$

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = -1,919 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0$  : alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en T.

- ✓ **Calcul de y**

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

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 3,39] \times y - [(65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18] = 0$$

$$5y^2 + 270,85y - 1427,3 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne **y = 4,84cm**

- ✓ **Calcul de moment d'inertie I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,84^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,39 - 4)^3 + 15 \times 3,39 \times (18 - 4,84)^2 \Rightarrow I = 11261,96 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{9,635 \times 4,39 \times 10^{-5}}{11261,96 \times 10^{-8}} = 3,76 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée

• **En appuis intermédiaires**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est (  $b_0 \times h$  ).

$M_{a \text{ ser}} = -7,07 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 32,5 y^2 + 27 y - 486 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 252,80 \quad \Rightarrow \quad y = 3,47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times (3,47)^3}{3} + 15 \times 1,8(18 - 3,47)^2$$

$$I = 6605,54 \text{ cm}^4$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{7,07 \times 10^{-3}}{6605,54 \times 10^{-8}} \times 3,47 \times 10^{-2}$$

Donc  $\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,71 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**3-Etat limite de déformation**

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

➤ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

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

Pour les poutrelles :

$$M_0 = ql^2/8 = 6,034 \times 4,65^2 / 8 = 16,30 \text{ KN.m}$$

$$\diamond h \geq \frac{M_{s_t} \times l}{15 \times M_0} = \frac{9,635 \times 4,65 \times 10^2}{15 \times 16,30} \Rightarrow h = 20 \text{ cm} > 18,32 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓  $A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1,62 \text{ cm} \Rightarrow 1,8 \text{ cm} > 1,62 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :  $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Avec :  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : la flèche de l'ensemble des charges permanentes appliqué sur l'élément G (Instantanée ou différés).

$f_{ji}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement.

$f_{pi}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{465}{500} = 0,93 \text{ cm}$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,818 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,818 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,818 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 7,48 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 5,53 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 9,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

avec:  $j = G - G^{revêtement} = 5,21 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 3,78 \text{ KN.m}$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Coefficients  $\lambda, \mu$**

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,36 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0,94 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{10 \times 18} = 1,8 \%$$



✓ Calcul des  $\sigma_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 131,10 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 96,93 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 168,97 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 11261,96 \text{ cm}^4 \\ y = 4,84 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,68 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,595 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,74 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b-b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b-b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = 7,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$\Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où,  $I_0 = 20405,38 \text{ cm}^4$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :

$$\begin{cases} I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8617,13 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 9336,13 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8172,85 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13693,21 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 10,92 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 3,94 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 7,86 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 5,78 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9,06 \text{ mm} < \bar{f} = 9,3 \text{ mm} \dots \dots$  la flèche est vérifiée

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	A $10^{-2}$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage Courant	Travée	13,327	0,392	5,7	0,175	2,18	1,413	3HA12 = 3,39
	Appui Inter	9,778	0,212	30	0,158	1,77	0,217	2HA8+1HA10 = 1,8
	appui de rive	2,246	0,05	6,9	0,175	0,39	0,217	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	13,30	0,045	5,7	0,175	2,18	1,413	2HA12+1HA14 = 3,84
	Appui Inter	9,375	0,203	29	0,159	1,69	0,217	2HA8+1HA10 = 1,8
	appui de rive	2,146	0,046	5,9	0,175	0,35	0,217	1HA10 = 0,79

Tableau III.8. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Etage courant	0,89 < 3,33	4,18 > 0,46	4,18 > -1,27	16,12 < 108,135	1,052 < 3,33
Terrasse inaccessible	0,94 < 3,33	4,63 > 0,46	4,63 > -1,17	16,92 < 108,135	1,1 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M <sup>s</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Etage courant	Travée	9,635	3,39	4,84	11261	4,14 < 15	Vérifiée
	Appui	- 7,07	1,8	3,47	6605,54	3,71 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	9,72	3,84	4,88	12420,42	3,78 < 15	Vérifiée
	Appui	- 6,798	1,8	3,47	6605,54	3,57 < 15	Vérifiée

Tableau III.10. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Etage courant	Terrasse inaccessible
L (m)	4,65	4,65
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	2,457	2,5
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	3,386	4,0625
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	4,361	4,712
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	5,53	5,05
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	7,48	8,23
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	9,64	9,54
I (cm <sup>4</sup> )	11261,96	12322,54
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	20405,38	21123
$\lambda_i$	2,36	2,02
$\lambda_v$	0,94	0,80
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	96,93	81,2
$\sigma_{st}^g$ (MPa)	131,10	132,08
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	168,97	153,23
$\mu_j$	0,595	0,580
$\mu_g$	0,68	0,722
$\mu_p$	0,74	0,755
I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	9336,13	10573
I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	8617,13	9451,24
I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	8172,85	9195
I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	13693,21	14668
f <sub>ji</sub> (mm)	3,94	3,17
f <sub>gi</sub> (mm)	5,78	5,80
f <sub>pi</sub> (mm)	7,86	6,91
f <sub>gv</sub> (mm)	10,92	11,21
$\Delta f$ (mm)	9,06	9,14
f <sub>adm</sub> (mm)	9,30	9,30
Observation	Vérifiée	Vérifiée

Remarque : La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

❖ Ferrailage des poutrelles

Tableau.III.11. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			

➤ Etude de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisses de nuance fe =235 MPa

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

• Armatures perpendiculaires aux poutrelles

On a  $50 \leq L_0 \leq 80$  avec :  $L_0$ : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Armatures parallèle aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

Soit :

- $A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 20cm ( $St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ ).....Condition vérifiée.

- $A_{\text{f}} = 3\Phi 6/\text{ml} = 1,13\text{cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 25cm ( $S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm}$ )....vérifiée

D'où on opte : un treillis soudé TS de maille carré ( $15 \times 15$ )  $\text{cm}^2$

\* **Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)**

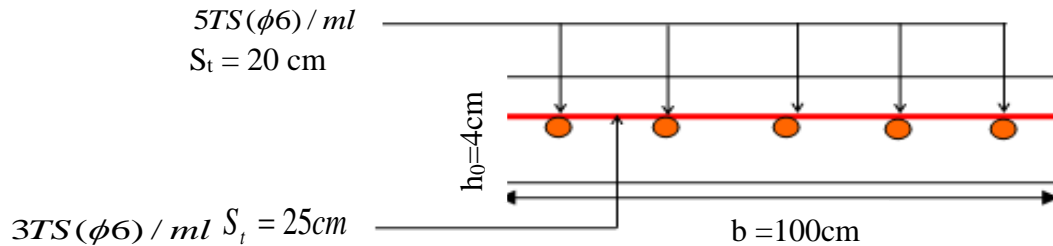


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**III.2.2 Etude des planchers dalles pleines :**

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions. Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités.

✓ **Exemple de calcul**

- **Dalle sur 3 appuis :**

✓ Caractéristique de la dalle :

$L_x$  : distance minimal entre nus d'appui ( $L_x = 1,50\text{m}$ )

$L_y$  : distance maximal entre nus d'appui ( $L_y = 4,86\text{m}$ )

$G = 4,43 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

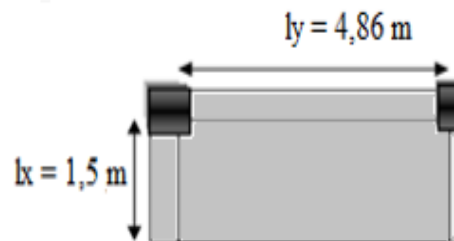


Figure III.10. Dalle sur 3 appuis (balcon).

❖ **Calcul a l'ELU**

✓ Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 11,23\text{KN/m}$$

$$L_x = 1,5 \text{ m} < \frac{L_y}{2} = 2,43 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \text{ et } M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{3}$$

Donc : 
$$\begin{cases} M_{0x} = 36,13\text{KN.m} \\ M_{0y} = 12,63\text{KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigé (réel)**

Moments en travées  $\begin{cases} M_x^t = 0,85M_{0x} = 30,71KN.m \\ M_y^t = 0,75M_{0y} = 9,47KN.m \end{cases}$

Moments en appuis  $\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -30,71KN.m \\ M_y^a = -0,5 \times M_{0y} = -9,47KN.m \end{cases}$

✓ **Calcul de la section d'armatures :**

- Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).
- F.N  $c \geq 3cm$  soit  $c = 3 cm$  ce qui donne  $d=e-c=14-3=11 cm$

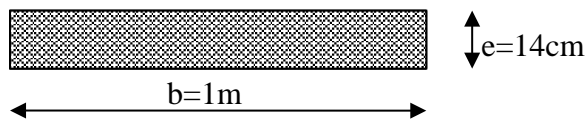


Figure III.11. Section de la dalle pleine à ferrailer.

• **Condition de non fragilité :**

Pour  $e > 12 cm$  et  $\rho < 0,4$  ( $\rho = 0,3$ ) donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-0,30)}{2} \times 100 \times 12 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,296cm^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 \Rightarrow A_y^{\min} = 0,96cm^2 \end{cases}$$

Tableau III.12. Ferrailage de dalles sur 3 appuis (balcons)

Position	Sens	M KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{Cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{Choisit}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	27,10	0,158	0,216	0,100	7,65	1,12	4HA14=7,70	25
	Selon y	4,73	0,027	0,035	0,108	1,25	0	4HA8=2,01	25
En appuis	Selon x	18,01	0,105	0,139	0,103	5	1,12	5HA12 =5,34	20
	Selon y	3,1	0,018	0,023	0,109	0,833	0	4HA8=2,01	25

• **Vérification de ferrailage longitudinale**

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,9825cm^2$  ..... vérifiée.  
 $A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,5025 cm^2$  ..... vérifiée.

• **L'espacement St**

Selon x : charge répartie et F.N  $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 cm) = 24 cm$  ..... vérifiée.  
 Selon y : charge répartie et F. N  $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 cm) = 24 cm$  ..... vérifiée.

**Vérification à l'ELU**

➤ Cisaillement

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{11,23 \times 1,5}{2} \times \frac{4,86^4}{1,5^4 + 4,86^4} = 8,42 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{6,31 \times 4,86}{2} \times \frac{1,5^4}{1,5^4 + 4,86^4} = 0,137 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,093 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 7,93 \text{ KN/ml} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 25,51 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées (réel)  $\begin{cases} M_{xs}^t = 0,85 M_{0x} = 19,13 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0,75 M_{0y} = 3,34 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis (réel)  $\begin{cases} M_{xs}^a = -0,3 \times M_{0x} = -12,75 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^a = -0,5 \times M_{0y} = -2,23 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Calcul de y** :  $\frac{b}{3} y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0$ .
- **Calcul de I** :  $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d_x - y)^2$ .
- **Vérification de  $\sigma_{bc}$** :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

Tableau III.13. Vérification des états limites de compression du béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	Selon x	19,13	4,07	8017,4	9,73	15	Vérifiée
	Selon y	3,34	2	2173,5	3,15	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	12,75	3,40	5934,4	7,46	15	Vérifiée
	Selon y	2,23	2,05	2173,5	2,10	15	Vérifiée

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

• **Vérification de contraint des aciers**

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201,6 \text{ MPa.}$$

Avec η=1,6 (HA) et f<sub>ij</sub>=0,6+0,06f<sub>cj</sub>.

Tableau III.14. Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>st</sub> (MPA)	σ <sub>st</sub> <sup>adm</sup> (MPA)	Observation σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st</sub> <sup>adm</sup>
En travée	Selon x	19,13	247,80	201.63	Non vérifiée
	Selon y	3,34	206,56	201.63	Non vérifiée
En appuis	Selon x	12,75	242,72	201.63	Non Vérifiée
	Selon y	2,23	137,72	201.63	Vérifiée

- **Remarque** : on remarque que les contraintes d'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer section d'acier à ELS.

- **Calcul à l'ELS**

$$A_{St} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}^{adm}}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \quad \alpha \in [0,1]; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}^{adm}}.$$

Après les calculs en trouve : A<sub>ser</sub> = 7HA16 = 14,07 cm<sup>2</sup> en travée

Et : 5HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup> en appuis

➤ **Etat limite de déformation (la flèche)**

**Sens x-x :**

1.  $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{150} = 0,09 > 0,0425 \Rightarrow$  condition vérifiée.

2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{14,07}{100 \times 9} = 0,015 > 0,005 \Rightarrow$  condition non vérifiée.

**Sens Y-Y :**

1.  $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{486} = 0,028 < 0,0375 \Rightarrow$  condition non vérifiée.

2.  $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,39}{100 \times 9} = 0,003 > 0,005 \Rightarrow$  condition vérifiée

Donc on doit vérifier la flèche selon les deux sens (x et y)

- **Vérification de la flèche** : Après calcul les résultats sont résumé dans le tableau suivant :  
Sens x-x:



Tableau III.15. Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon x-x

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
<b>J</b>	3	$M_j$	8.2	$\sigma_{stj}$	57.00	$f_{ji}$	0.259
<b>G</b>	4,43	$M_g$	11.12	$\sigma_{stg}$	84.18	$f_{gi}$	0,46
						$f_{gv}$	1,042
<b>P</b>	7,43	$M_p$	21.68	$\sigma_{stp}$	150.68	$f_{pi}$	1,006

$f_x = 1,32 \text{ mm} < f_{x adm} = 3 \text{ mm}$  .....La condition de la flèche est vérifiée.  
La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Sens y-y :

$f_y = 1,80 \text{ mm} < f_{y adm} = 9,72 \text{ mm}$  .....La condition de la flèche est vérifiée.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Schéma de ferrailage

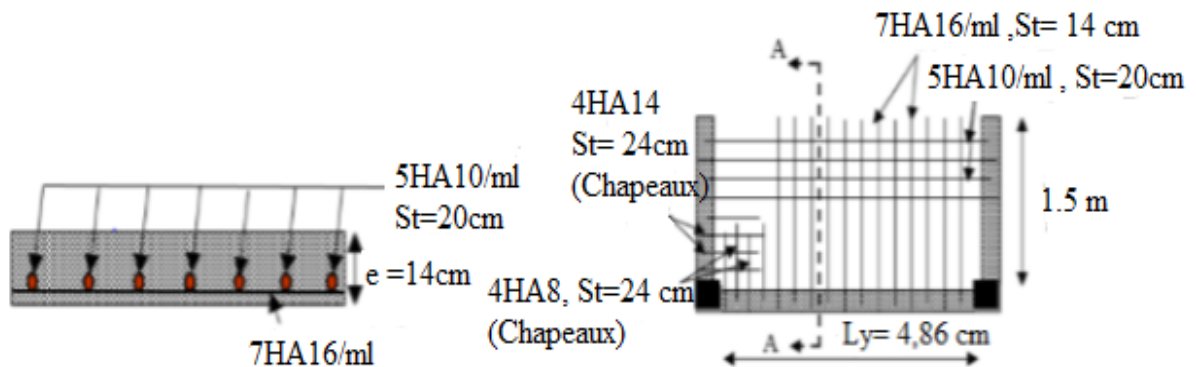


Figure.III.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon étage courant)

❖ **Autres Dalles** : Après l'exemple de calcul il nous reste 3 autres types à étudier qui sont :

- D1 : dalle sur 3 appuis (balcon)
- D2 : dalle sur 4 appuis avec ouverture (dalla d'ascenseur)
- D3 : dalle sur 2 appuis (balcon)

Tableau III.16. Les différents types des dalles

Type de dalle	Caractéristique	Schéma
D1	<p><b>Dalle sur 3 appuis balcon</b>  <math>L_x=2,03\text{m}</math>  <math>L_y=4,86\text{ m}</math>  <math>G=4,43\text{kn/m}^2</math>  <math>Q =3,5\text{kn/m}^2</math>  <math>h =0.14\text{ cm}</math></p>	
D2	<p><b>Dalle sur 2 appuis balcon</b>  <math>L_y=2,88\text{ m}</math>  <math>L_x=1,5\text{ m}</math>  <math>\rho =0,52 &gt; 0,4</math>                      Elle travaille dans les deux sens  <math>G=4,43\text{kn/m}^2</math>  <math>Q =3,5\text{kn/m}^2</math>  <math>h = 0.14\text{ cm}</math></p>	
D3	<p><b>Dalle sur 4 appuis RDC</b>  <math>L_x= 4.65\text{m}</math>  <math>L_y=5.16\text{m}</math>  <math>\rho =0,9 &gt; 0,4</math>                      Elle travaille dans les deux sens  <math>G= 5,43\text{kn/m}^2</math>  <math>Q= 2.5\text{ kn/m}^2</math>  <math>h =0.12\text{ cm}</math></p>	

Calcul Des Dalles D1, D2 et D3 et D4 :

Selon x-x

Tableau III.17. Calcul des sollicitations selon le sens x-x

Dalle	Chargement				Les moments			
	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Pu(KN)		Mt <sub>x</sub> (KN.m)		Ma <sub>x</sub> (KN.m)	
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D1	4,43	3,5	11,23	7,93	42,353	29,906	14,94	10,535
D2	4,43	3,5	11,23	7,93	17,75	1,03	11,83	0,86
D3	5.43	2.5	14.83	10.43	8.19	6.79	5.46	4.52

Tableau III.18. Calcul des ferrailages selon le sens x-x

Dalle	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)		St (cm)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
D1	10.38	3.41	1,54	1,54	9HA14=13.85	7HA10=5.5	12	14
D2	0,57	0,38	1,19	1,19	4HA8=2,01	4HA8=2,01	25	25
D3	2.71	1.78	1.007	1.007	4HA12=4.52	4HA10=3.14	25	25

Tableau III.19. Vérifications nécessaires selon le sens x-x

Dalle	Effort tranchant		Contraintes						La flèche	
			Béton			Acier				
	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)		σ <sub>bc<sup>adm</sup></sub> (Mpa)	σ <sub>st</sub> (Mpa)		σ <sub>st<sup>adm</sup></sub> (Mpa)	f <sub>cal</sub> (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
			Appui	Travée		Appui	Travée			
D1	7,59	4,59	5.29	11.45	15	178.25	200.32	201.63	2.89	4.06
D2	5,61	5,11	1,02	1,53	15	51,97	77,96	201.63	/	/
D3	17.17	19.7	4.46	5.24	15	176.37	186.84	201.63	6.98	9.3

Remarque : Pour la flèche de D3 les 4 conditions sont vérifiées.

Tableau III.20. Calcul des sollicitations selon le sens y-y

Dalle	Chargement				Les moments			
	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	Pu(KN)		Mt <sub>y</sub> (KN.m)		Ma <sub>y</sub> (KN.m)	
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D1	4,43	3,5	11,23	7,93	13,3	9,397	4,697	3,316
D2	4,43	3,5	11,23	7,93	0,44	0,5	0,29	0,33
D3	5.43	2.5	14.83	10.43	6.41	5.77	4.27	3.84

Tableau III.21. Calcul des ferrailages selon le sens y-y

Dalle	Calcul de ferrailage							
	$A_{cal}(cm^2/ml)$		$A_{min}(cm^2/ml)$		$A_{choisit}(cm^2/ml)$		St(cm)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
D1	3,03	1.04	1,2	1,2	7HA10=5,5	4HA8=2,01	14	25
D2	0,142	0,94	0,96	0,96	4HA8=2,01	4HA8=2,01	25	25
D3	2.90	1.003	0.96	0.96	5HA10=3.93	5HA8=2.01	20	20

Tableau III.22. Vérifications nécessaires selon le sens y-y

Dalle	Effort tranchant		Contraintes						La flèche	
			Béton			Acier				
	$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u^{adm}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)		$\sigma_{bc}^{adm}$ (Mpa)	$\sigma_{st}$ (Mpa)		$\sigma_{st}^{adm}$ (Mpa)	$f_{cal}$ (mm)	$f^{adm}$ (mm)
			Appui	Travée		Appui	Travée			
D1	0,069	1,25	2.46	4.99	15	147.36	184.019	201.63	5.5	9.72
D2	0,062	1,25	0,67	0,58	15	34,52	30,03	201.63	/	/
D3	0.24	1.25	5.24	5.42	15	185.88	181.5	201.63	6.16	10.16

Remarque : Pour la flèche de D3 les 4 conditions sont vérifiées.

- Schémas de ferrailage :

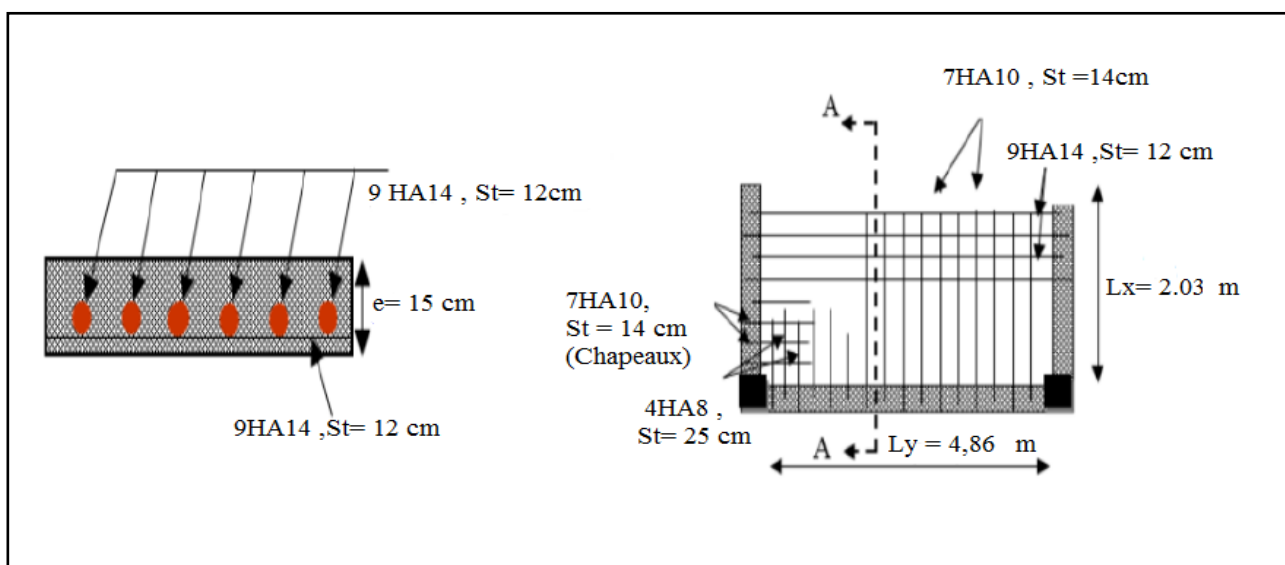


Figure.III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

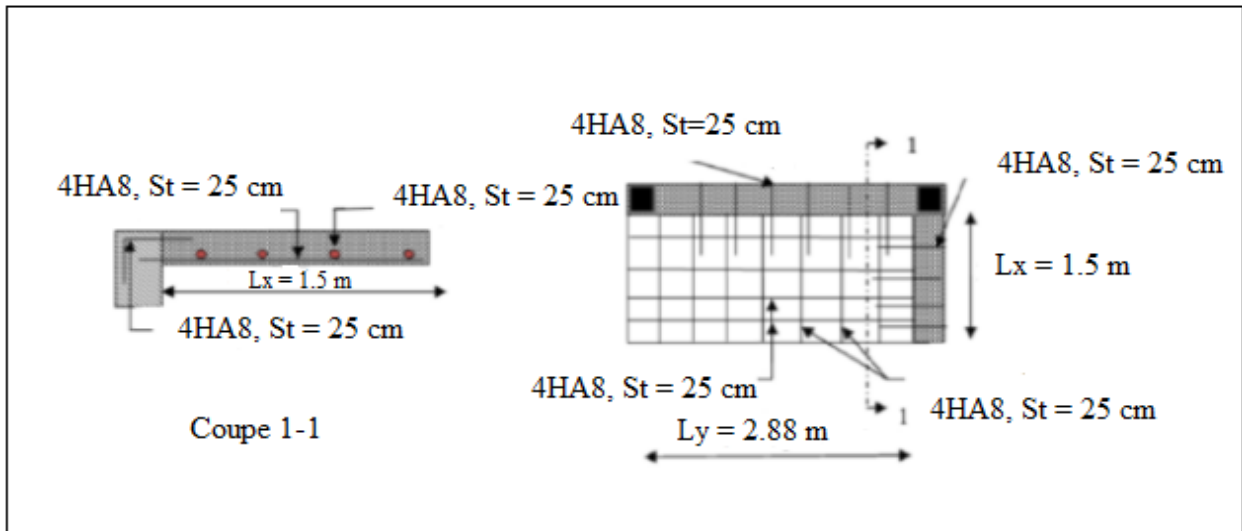


Figure.III.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

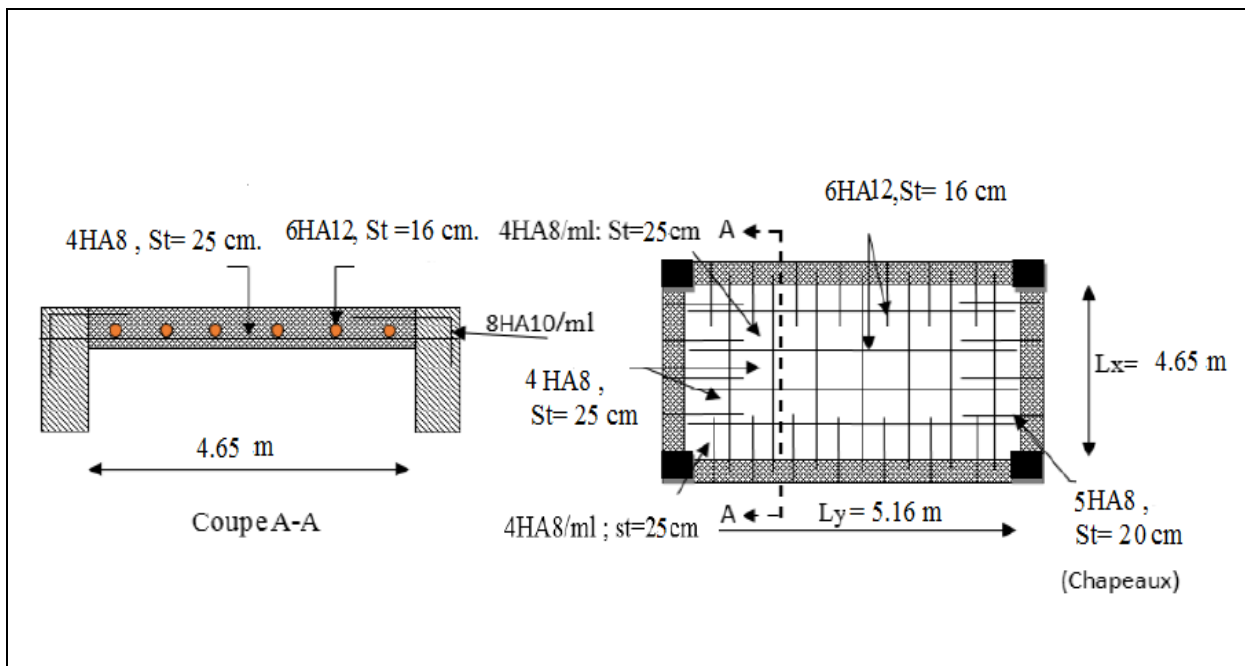


Figure.III.16. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis (RDC)

III.3. Etude de l'acrotère

a) Hypothèse de calcul

- ❖ Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- ❖ Type de fissuration est préjudiciable.
- ❖ Le calcul se fait à la flexion composée.

b) Evaluation des charges et surcharges

- ❖ Le poids propre :  $G_t = 1,6751 \text{ KN/ml}$
- ❖ Charge horizontale due à la main courant

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

c) La force sismique

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone donné par le (tableau 4-1) RPA99 (2003).

$C_p$  : Facteur de la force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1) RPA99(2003).

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère (poids de l'élément considéré).

Dans notre projet on a : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

Donc:

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,1675 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

Donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,1675 \Rightarrow F_p = 1,04 \text{ KN}$

d) Calcul de centre de gravité de la section  $G(X_G; Y_G)$  :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 5,69 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 40,28 \text{ cm}$$

Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

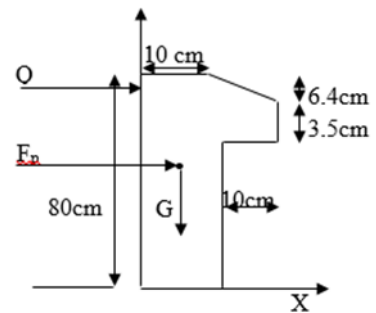


Figure III.17. Coupe transversale de l'acrotère.

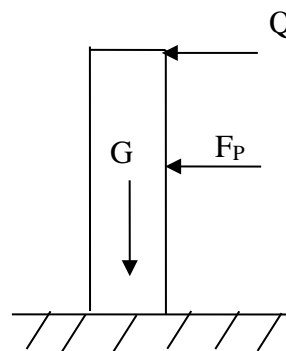


Figure III.18. Schéma des sollicitations dans l'acrotère.

$$Q = 1\text{KN}, G = N_G = W_P = 2,1675\text{KN}; \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,8 = 0,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_P \times Y_G \Rightarrow M_{Fp} = 0,5604 \times 0,4028 = 0,52 \text{ KN.m.}$$

**Tableau III.23.** Combinaisons d’actions de l’acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	1,1675	2,92	2,1675
M (KN .m)	1,22	1,2	0,8

**a) Calcul de l’excentricité à l’état accidentel**

$$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{1,22}{2,1675} \Rightarrow e_1 = 0,56m \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,133m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l’extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l’état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l’excentricité réelle ( $e = \frac{M}{N}$ ) par une excentricité totale de calcul =  $e_1 + e_2 + e_a$

Avec :

$e_1$  : Excentricité du premier ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$e_2$  : excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}); \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{avec : } h = \text{hauteur de l'acrotère} = 80\text{cm} \Rightarrow e_a = \max(2cm; \frac{80}{250}) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 0,8 = 1,6m$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section } h_0 = 10\text{cm}; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,8} = 0$$

$\emptyset$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1,6^2 \times 2}{0,099 \times 10^4} = 0,0155 \quad m = 1,55 \text{ cm}.$$

D'où :  $e = 56,36 + 1,55 + 2 = 59,91 \text{ cm}$ .

Les sollicitations de calcul deviennent :

**b) Ferrailage de l'acrotère**

$$\begin{cases} N_u = 2,92 \text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 2,92 \times 0,59 = 1,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

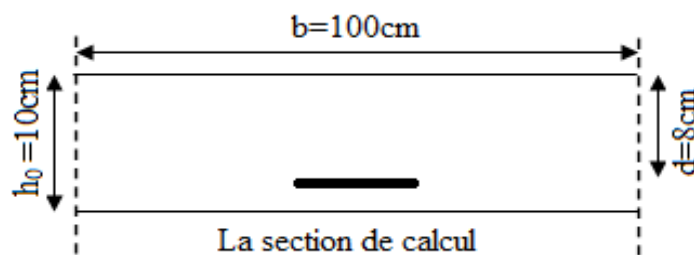


Figure III.19. Schéma statique de l'acrotère.

• **Calcul à l'ELU**

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la

flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h_0$  soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 1,72 + 2,92 \times (0,08 - \frac{0,1}{2}) \Rightarrow M_f = 1,80 \text{ KN.m}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,8 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,020$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,025$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,079 \text{ m}.$$

$$A_T = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{1,8 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2.$$

**Calcul à la Flexion composée:**

$$N_u \text{ est un effort de compression} \Rightarrow A_s = A_T - \frac{N_u}{f_{st}}$$



$$A_s = 0,65 \times 10^{-4} - \frac{2,92 \times 10^{-3}}{348} = 0,57 \text{ cm}^2 .$$

**c) Vérification à l'ELU**

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{On adopte : } A_s = \mathbf{4HA8=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} .$$

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = \mathbf{4HA} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}} .$$

▪ **Espacement**

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm} .$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{80}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm} .$$

▪ **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa} .$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,1916 + 1 \Rightarrow V_u = 2,1916 \text{ KN} .$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \frac{2,04}{1 \times 0,08} = 0,0255 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérfifié} .$$

**d) Vérification à l'ELS**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier.

2. Contrainte limite du béton.

$$d=0,08 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 2,1675 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 0,8 \text{ KN.m} ; \eta = 1,6 \text{ pour les HR} .$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}})}{\mu_t} .$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\text{On a F.N} \Rightarrow \bar{\sigma}_{sr} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa}.$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0,8}{2,1675} = 0,36 \text{ m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,050 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur de la section et l'effort normal  $N_{ser}$  est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée**

$$y = y_c + c$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow 0,36 - 0,05 = 0,31 \text{ m}$$

On a : N (compressions) donc  $c = -0,31 \text{ m}$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivant :  $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ .

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

$$P = -3(-0,31)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,08 + 0,31)}{1} \Rightarrow P = -0,29 \text{ m}^2.$$

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

$$q = -2(-0,31)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \frac{(0,08 + 0,31)^2}{1} \Rightarrow q = 0,056 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0,21 \times y_c + 0,037 = 0.$$

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -0,012$$

$\Delta < 0 \rightarrow$  trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient :  $0 \leq y = y_c + c \leq h$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,62 \\ \cos \varnothing = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \varnothing = 158,70^\circ \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \cos \frac{\varnothing}{3} = 0,373 \text{ m} \\ y_{c2} = a \cos \left( \frac{\varnothing}{3} + 120^\circ \right) = -0,61 \text{ m} \\ y_{c3} = a \cos \left( \frac{\varnothing}{3} + 240^\circ \right) = 0,24 \text{ m} \end{array} \right.$$

On a:  $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0,31 \leq y_c \leq 0,41$

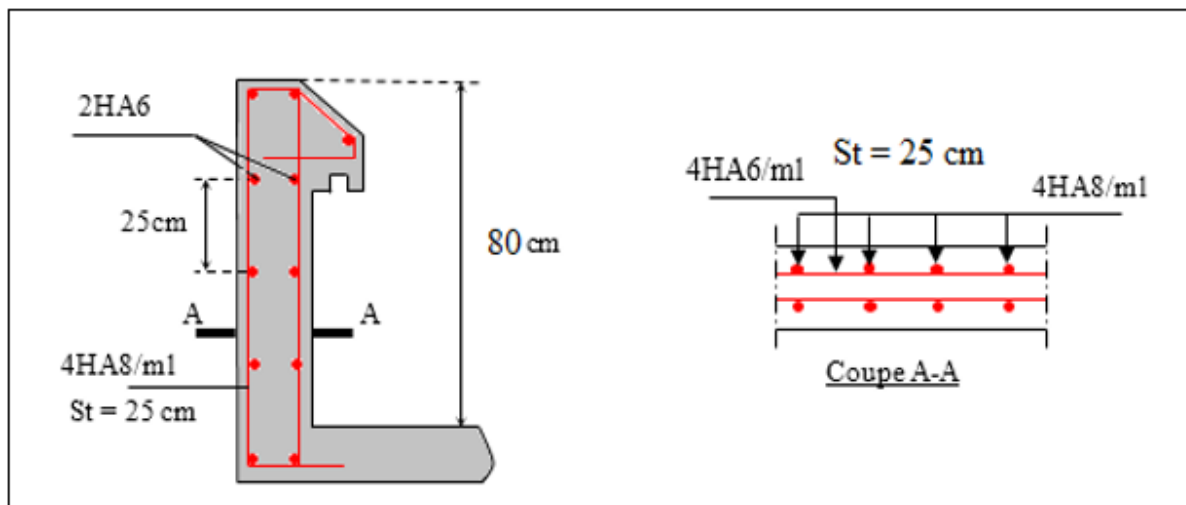
On opte pour  $y_c = 0,373 \text{ m} \Rightarrow y = y_c + c = 0,063 \text{ m}$

$$\mu_i = \frac{b y^2}{2} - 15 A(d - y) = \frac{1 \times 0,063^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,063) = 1,93 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,8 \times 10^{-3}}{1,93 \times 10^{-3}} \times 0,063 = -0,07 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{0,8 \times 10^{-3}}{1,93 \times 10^{-3}} \times (0,08 - 0,063) = 0,105 Mpa < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 MPa$$

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.20.** Ferrailage de l'acrotère

**III.4 Etude de l'ascenseur**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant un déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long des étages à travers d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur, munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

- La vitesse de circulation est de 1m/s.
- Course maximale est de 50m.
- Charge due à l'ascenseur : DM=82 KN.
- Charge due à la machine : PM=15 KN.
- Poids de la cuvette : FC=120 KN
- Charge nominale (des personnes) est de 6,3KN

- Dimensions de la gaine :  $B_s \times T_s = (2,03 \times 2,15) \text{ (m}^2\text{)}$

Avec :  $B_s$ ,  $T_s$ ,  $H_k$  sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

$F_c$  : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

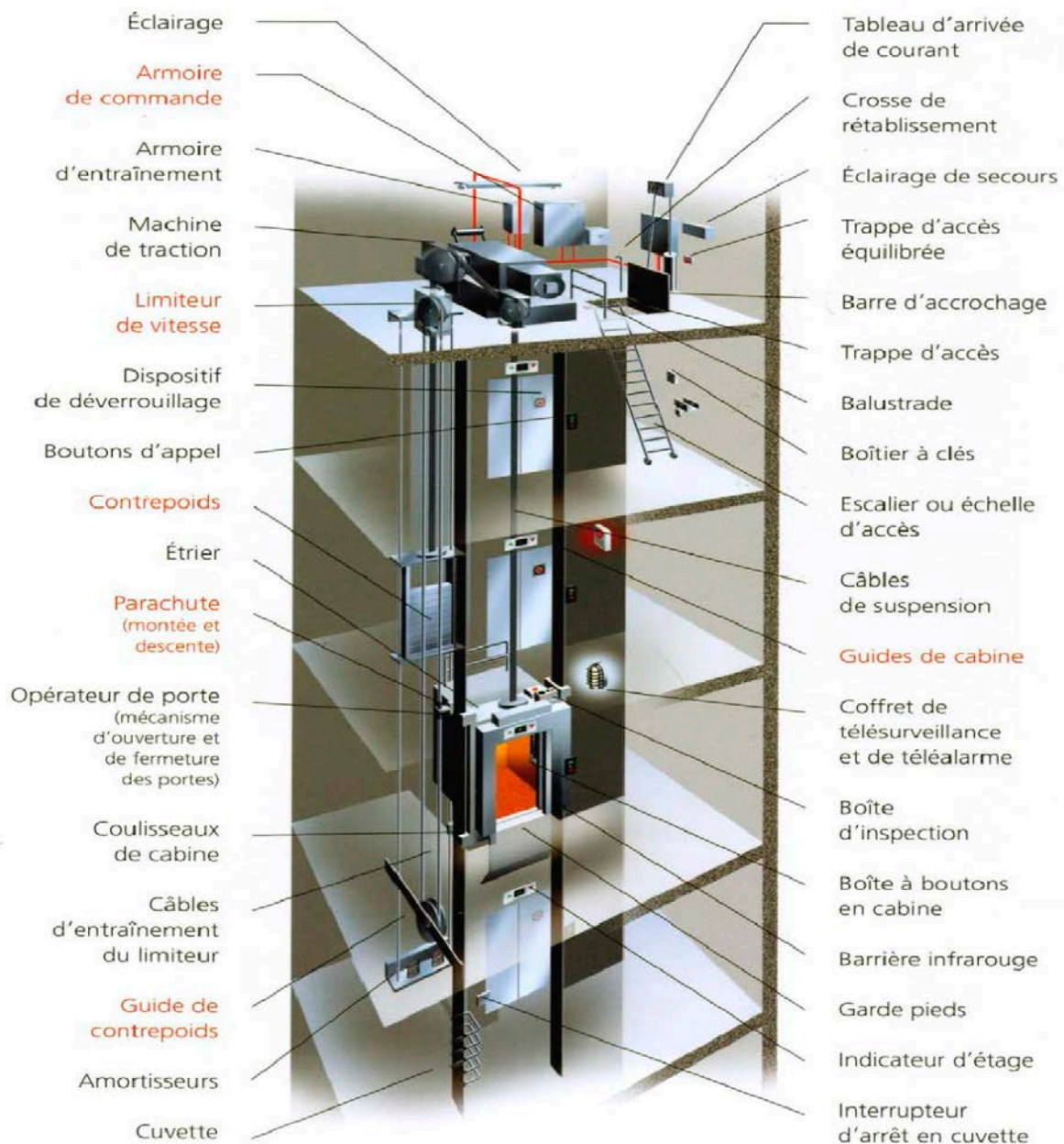
$PM$  : Charge due à la dalle des machines.

$DM$  : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 630 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

La figure suivante montre un exemplaire d'un ascenseur, avec tout ces composantes :



**Figure III.21.** Concept d'un ascenseur.

La dalle de la cage d'ascenseur doit avoir une épaisseur suffisante pour qu'elle puisse reprendre les charges importantes au quelle elle est soumise (machine + ascenseur).

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé son épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **e=14 cm**.

**A. Dalle sous ascenseur**

**a. Evaluation des charges et surcharges**

- La charge permanente

Poids de la dalle en béton arme :  $G_{dalle} = \rho \times e = 25 \times 0,14 = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Poids de la cuvette (la réaction) :  $G_{cuvette} = \frac{Fc}{S} = \frac{120}{4,36} = 27,52 \text{ KN/m}^2$ .

Poids propre du revêtement :  $G_{revêtement \text{ en béton seul}} = \rho \times e = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2$

La charge totale c'est :  $G_t = 32,12 \text{ KN/m}$ .

La charge d'exploitation (local technique).

D'après l'article (7.4 DTR BC2-2 partie IV- charges d'exploitation),.....

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

**b. Combinaisons des charges**

**L'ELU :**

$$q_u = 1,35 \times G_t + 1,5 \times Q = 45,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{L'ELS : } q_s = G_t + Q = 33,62 \text{ KN/m}^2$$

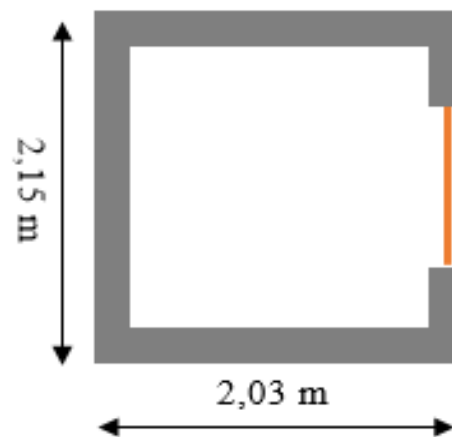


Figure III.22. Coupe transversale d'ascenseur

**c. Calcul des sollicitations**

- Cas d'une charge répartie

➤ **Calcul des moments**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} [\text{Annexe II}] \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7,87 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6,81 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments corrigé (réel)

✓ En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6,68KNm$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5,78KNm$

✓ En appui : Sens x-x' :  $M_t^x = -0.3 \times M_0^x = -2,361KNm$

Sens y-y' :  $M_t^y = -0.3 \times M_0^y = -2,043KNm$

d. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur à la flexion simple avec d=11cm.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.24. Calcul des ferrillages selon les deux sens

Position	Sens	M <sub>ELU</sub> KN.m	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>min</sub>	At (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	6,68	0,072	0,0090	0,109	1.15	0,32	4HA8 = 2,01	25
	Selon y	5,78	0,0062	0,0078	0,109	1.12	0,28	4HA8 = 2,01	25
En appuis	Selon x	2,361	0,0048	0,006	0,109	1.32	0,21	4HA8 = 2,01	25
	Selon y	2,043	0,0041	0,0052	0,109	1.32	0,18	4HA8 = 2,01	25

❖ Vérification de la condition de non fragilité

Pour e > 12cm et ρ ≥ 0,4 ; avec F<sub>e</sub>=400 MPa → ρ<sub>0</sub> = 0,0008

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3 - 0,94)}{2} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,15cm^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,12cm^2 \end{cases}$$

$$A_a^{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = 0,23 \times 100 \times 11 \times 2,1 / 400 \Rightarrow A_a^{\min} = 1,328cm^2$$

Donc on ferraille avec A<sub>min</sub>.

❖ Vérification du ferrailage longitudinale

A<sub>ty</sub> ≥ A<sub>tx</sub> / 4 = 0,50 cm.....vérifiée

❖ Calcul des espacements

Selon  $x$  :  $S_t \leq \min(2e ; 25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm$  On adapte  $S_t = 25cm$ .

Selon  $y$  :  $S_t \leq \min(2e ; 25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm$  On adapte  $S_t = 25cm$ .

**e. Vérification nécessaire**

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17MPa$$

$\rho = 0,94 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travail selon les deux sens :

$$\rho = 0,94 \Rightarrow V_x = q_u \times \frac{l_x}{4} = 30,86 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_y}{4} = 31,49 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Selon  $x$  :  $\tau_u = \frac{V_x}{b \times d}$

Selon  $y$  :  $\tau_u = \frac{V_y}{b \times d}$

**Tableau III.25.** Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Observation
Sens x	30,86	0,28	1,17	Vérifiée
Sens y	31,49	0,28	1,17	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 33,62 \text{ KN} / m^2$$

$$\nu = 0.2, \rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,05 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6,93KN.m...[Annexe II]$$

$$M_0^y = \mu_y \times q_{ser} \times l_y^2 \Rightarrow M_0^y = 6,23 \text{ KN.m.}$$

❖ **Calcule des moments corrigés (réel)**

**En travée :**

$$M_{t\ ser}^x = 0,85 \times M_0^x = 5,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\ ser}^y = 0,85 \times M_0^y = 5,29 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**

$$M_{a\ ser}^x = -0,3 \times M_0^x = -2,079 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\ ser}^y = -0,3 \times M_0^y = -1,869 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

- Etat limite de compression de béton  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Tableau III.26.** Vérifications des états limites de compression du béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	Selon x	5,9	1,68	1474	1,22	15	Vérifiée
	Selon y	5,29	2,29	2687,6	0,81	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	2,079	3,08	4756,3	0,46	15	Vérifiée
	Selon y	1,869	1,68	1474	0,72	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{203} = 0,068 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,0018 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées

**Schéma de ferrailage**



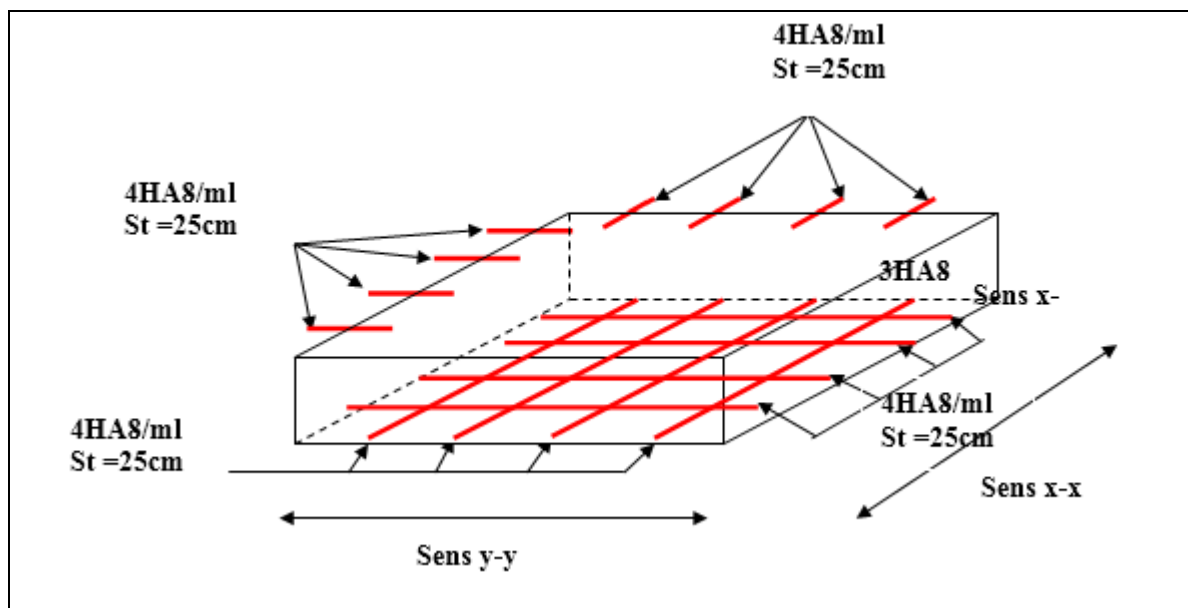


Figure. III.23. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

La charge concentrée  $g$  est appliquée sur la surface  $a_0 \times b_0$  de la dalle, elle agit uniformément sur une surface  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle, comme montre la figure suivante :

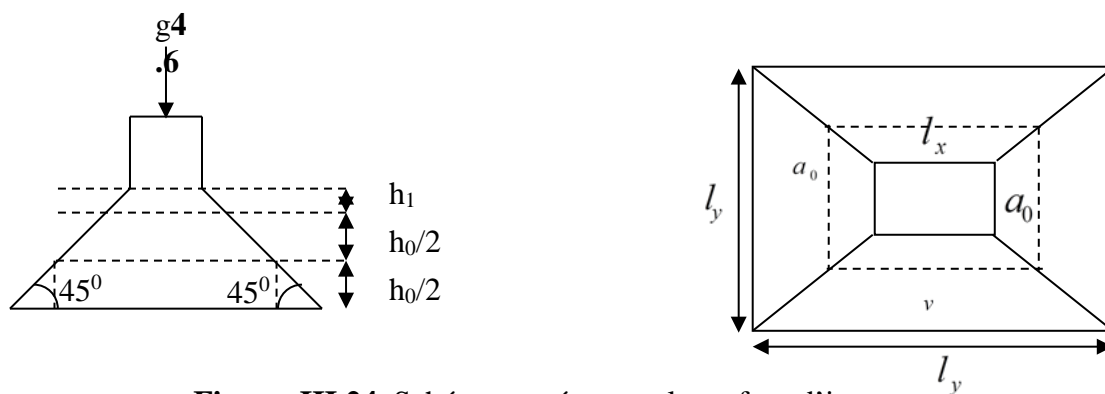


Figure III.24. Schéma représentant la surface d'impact.

**a. Calcul du rectangle d'impact ( $u \times v$ )**

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \text{BAEL91/99.}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

On a une vitesse  $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

$h_1 = 5cm$  (épaisseur du revêtement sur la dalle)

$h_0=14\text{cm}$  (épaisseur de la dalle en béton)

$\Psi$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement est moins résistant
- 1 si le revêtement est en béton, ce qui est le cas pour cette dalle.

Donc : 
$$\begin{cases} u = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104\text{cm}. \\ v = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104\text{cm}. \end{cases}$$

**b. Calcul des sollicitations**

**b.1. Evaluation des moments due au charge concentré**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$$
 Avec  $\nu$  : Coefficient de poisson  $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

On a :  $g = D_m + P_m = 82 + 15 = 97\text{KN}$

$Q = P_{personnes} = 6,3\text{KN}$

$P_u = 1,35 \times g + 1,5q = 1,35 \times 97 + 1,5 \times 6,3 = 140,4\text{KN}$

$M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients donnés par l'abaque de PIGEAUD..... [Annexe III]

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho = 0,94$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{104}{203} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,512 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{104}{203} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,512 \end{cases} ; ET \begin{cases} \frac{u}{l_y} = \frac{104}{215} \Rightarrow \frac{u}{l_y} = 0,483 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{104}{215} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0,483 \end{cases}$$

Soit  $\frac{u}{l_x} = \frac{v}{l_x} \approx 0,5$  ET  $\frac{u}{l_y} = \frac{v}{l_y} \approx 0,5$

$\Rightarrow M1=0,114$

$M2=0,034$ ..... [Annexe III]

On remplace

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 140,4 \times 0,114 = 16\text{KN.m} \\ M_{y1} = 140,4 \times 0,034 = 4,71\text{KN.m} \end{cases}$$

**b.2. Evaluation des moments due à la charge repartie (poids propre de la dalle) :**

$G_{\text{plancher local machine}} = 5,36\text{KN/m}^2$

$q_u = 1,35 \times 5,36 + 1,5 \times 1,5 = 9,486 \text{ KN/m}^2$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \square M_{x2} = 1,64 \text{ KN.m}$   $M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \square M_{y2} = 1,42 \text{ KN.m}$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 17,64 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée :  $M_{tx} = 0,85M_{0x} = 15 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 5,26 \text{ KN.m}$$

En appui :  $M_{ax} = -0,3M_{0x} = -5,29 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} = -0,3M_{0y} = -1,85 \text{ KN.m}$$

**c. Ferrailage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d = 1 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27.** Calcul des ferrailages selon les deux sens

Position	Sens	MELU KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	At (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	15	0,071	0,0089	0,109	0,32	1,15	4HA10 = 3,14	25
	Selon y	5,26	0,0062	0,0077	0,109	0,27	1,12	4HA10 = 3,14	25
En appuis	Selon x	5,29	0,0047	0,0059	0,109	0,21	1,32	4HA10 = 3,14	25
	Selon y	1,85	0,0041	0,0051	0,109	0,18	1,32	4HA10 = 3,14	25

**d. Vérification à l'ELU :**

- ✓ Vérification au poinçonnement : C'est la vérification de la déformation de la dalle sous la charge concentrée au point d'application de la charge

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec :

$P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (104 + 104) \Rightarrow U_c = 416 \text{ cm}; \quad P_u = 140,4 \text{ KN}; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$$P_u = 140,4 \text{KN} \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 1000 = 436,8 \text{KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

Vérification de l'effort tranchant :  $b=100\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{MPa}$$

On a une charge concentre avec  $v = u$

$$\Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{140,4}{3 \times 1,40} = 33,43 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0,3 \text{MPa} < 1,17 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ Calcul à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 7,36 \text{KN} / \text{m}^2$$

**b.1. Evaluation des moments du au charge répartie**

$$v = 0,2, \rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,05 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 1,41 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 1,26 \text{KN.m}$$

**Calcul des moments corrigés (réel)**

**En travée :**

$$M_{t \text{ ser}}^x \text{ repartie} = 0,85 \times M_0^x = 1,19 \text{KN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}}^y \text{ repartie} = 0,85 \times M_0^y = 1,071 \text{KNm}$$

**En appuis :**

$$M_{a \text{ ser}}^x \text{ repartie} = -0,3 \times M_0^x = -0,423 \text{KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}}^y \text{ repartie} = -0,3 \times M_0^y = -0,378 \text{KN.m}$$

**b.2. Evaluation des moments du au charge concentré**

$$P_s = g + q = 97 + 6,3 = 103,3 \text{KN}$$

A.N

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t \text{ x}} = M_{t \text{ y}} = 103,3 \times (0,114 + 0,2 \times 0,034) = 12,47 \text{KN.m} \\ M_{a \text{ x}} = M_{a \text{ y}} = 103,3 \times (0,034 + 0,2 \times 0,114) = 5,86 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Calcul des moments corrigés (réel)**

**En travée :**

$$M_{t\ ser}^{x\ concentré} = 0,85 \times M_x = 10,58\text{KN.m}$$

$$M_{t\ ser}^{y\ concentré} = 0,85 \times M_y = 5\text{KN.m}$$

**En appuis :**

$$M_{a\ ser}^{x\ concentré} = -0,3 \times M_a = -3,74\text{KN.m}$$

$$M_{a\ ser}^{y\ concentré} = -0,3 \times M_a = -1,75\text{KN.m}$$

- Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{t\ x} = M_{t\ ser}^{x\ repartie} + M_{t\ ser}^{x\ concentré} = 11,77\text{KN.m} \\ M_{t\ y} = M_{t\ ser}^{y\ repartie} + M_{t\ ser}^{y\ concentré} = 6,071\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{a\ x} = M_{a\ ser}^{x\ repartie} + M_{a\ ser}^{x\ concentré} = 4,163\text{KN.m} \\ M_{a\ y} = M_{a\ ser}^{y\ repartie} + M_{a\ ser}^{y\ concentré} = 2,128\text{KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes**

- Etat limite de compression de béton  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

**Tableau III.28.** Vérifications des états limites de compression du béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
----------	------	--------------------------	--------	----------------------	--------------------------	---	---

En travée	Selon x	11,77	1,68	1474	2,15	15	Vérifiée
	Selon y	6,071	2,29	2687,6	1,43	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	4,163	3,08	4756,3	0,81	15	Vérifiée
	Selon y	2,128	1,68	1474	1,28	15	Vérifiée

▪ Vérification de la flèche

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{180} = 0,07 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 11} = 0,0028 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées.

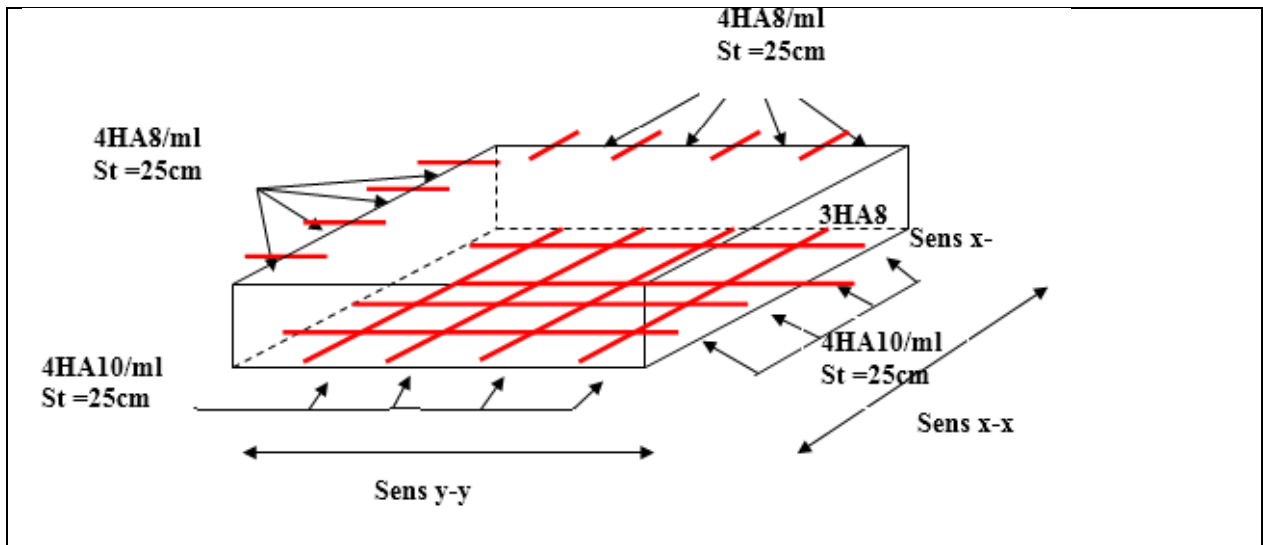


Figure. III.25. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

III.5. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet nous avons un escalier droit à deux volées (L'escalier menant du RDC au 1<sup>er</sup> niveau diffère de celui des étages courants par leurs schémas statiques).

a. Escalier type 1

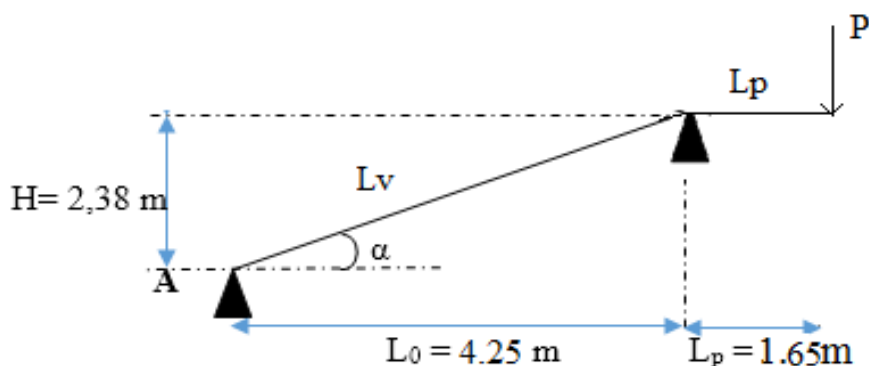


Figure III.26. Coupe en élévation de l'escalier 1<sup>ère</sup> partie

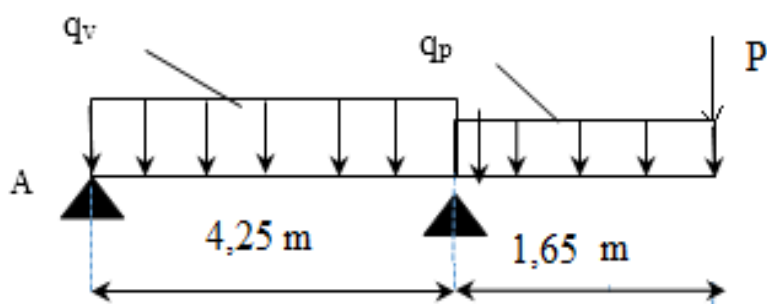


Figure III.27. Schéma statique de l'escalier 1<sup>ère</sup> partie

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,45 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,68 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,15 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,418 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,95 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,18 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 3,95 + q_p \cdot 1,74 + P$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} ELU: 26.98 \text{ KN} \\ ELS: 19.48 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} ELU: 60.32 \text{ KN} \\ ELS: 43.55 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

$$M_{0max} = 28,26 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 51.99 \text{ KN.}$$

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

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 24.02 \text{ KN. m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -22.22 \text{ KN. m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{max}$  pour une section  $(b \times h) = (1ml \times e)$  ; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec  $M_a^{max}$ .

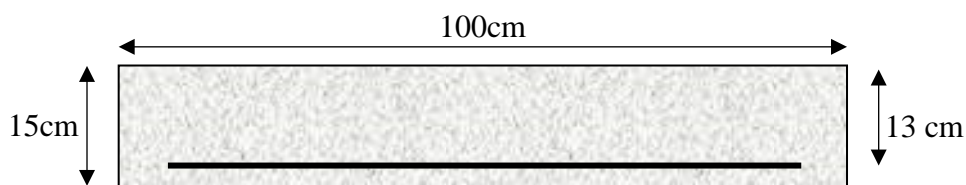


Figure III.28. Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Ferrailage de l'escalier Type 1

Position	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	Z(m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	24,02	0,086	0,113	5,16	1,69	6HA14 = 10,78	16
Appui	-22,22	0,08	0,104	4,76	1,69	7HA12 = 5,65	14

➤ Armature de répartition



On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

**En travée :**  $A_{rep} = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 4HA10 = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$  ; St = 25 cm

**En appui :**  $A_{rep} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$  ; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 51.99 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,1 * (\frac{f_{c28}}{= 25}), 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 34.66 \text{ KN.m} \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 17.33 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -16.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.30.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
<b>En travée</b>	17.33	4.9	15393.3	5.62	15	Vérifiée
<b>En appui</b>	-16.08	4.7	13748.7	5,5	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1)  $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=17 \text{ cm} < 26.56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 9.24 \text{ cm}^2 > 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $L = 4,25 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :  $f_{adm} = 4.25/500$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

**g** : l'ensemble des charges permanentes.

**J** : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

**P** : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Sous g :  $M_g = 29.6 \text{ KN.m}$

Sous j :  $M_j = 17.8 \text{ KN.m}$

Sous p :  $M_p = 38,90 \text{ KN.m}$

$$\rho = 0,0055\% ; \begin{cases} \lambda_i = 2,72 \\ \lambda_v = 1,09 \end{cases} ; I_0 = 24572,4 \text{ cm}^4 ; \begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Calcul des  $\sigma_{st}$**

$$\sigma_{st}^g = 11.5 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^j = 19.1 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^p = 25.1 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

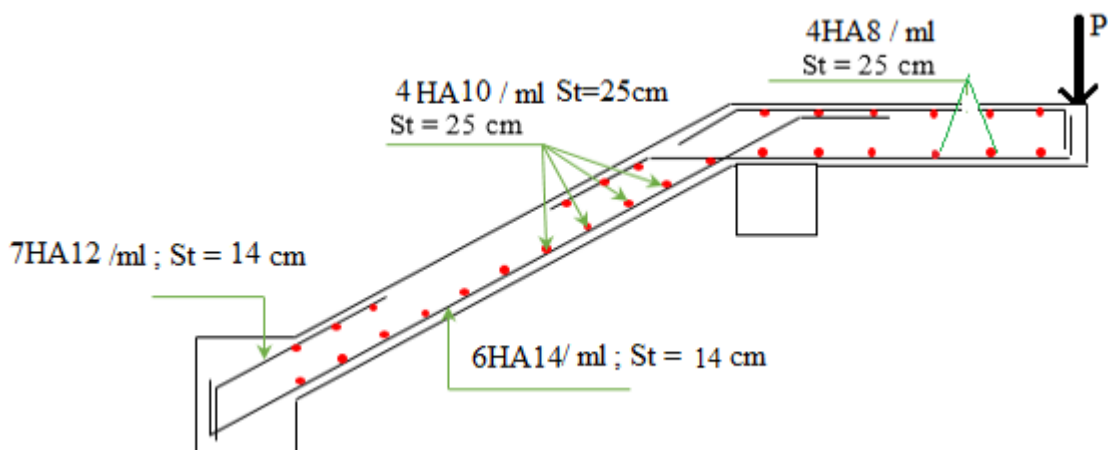
$$\begin{cases} f_{gv} = 0.000208 \text{ mm} \\ f_{ji} = 0.00011 \text{ mm} \\ f_{pi} = 0.000151 \text{ mm} \\ f_{gi} = 0.000695 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.0017 < \bar{f} = \frac{425}{500} = 8.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

Pour la console :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 3.42 < \bar{f} = 6.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure III.29.** Schéma de ferrailage de l'escalier 1<sup>ère</sup> partie

b. Escalier type 2 : (étage courant)

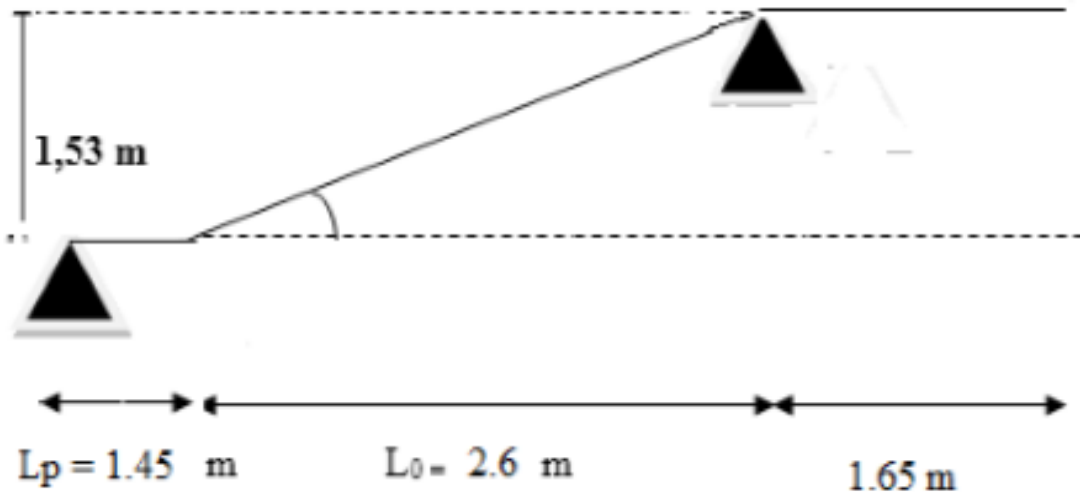


Figure III.34. Coupe en élévation de l'escalier (étage courant)

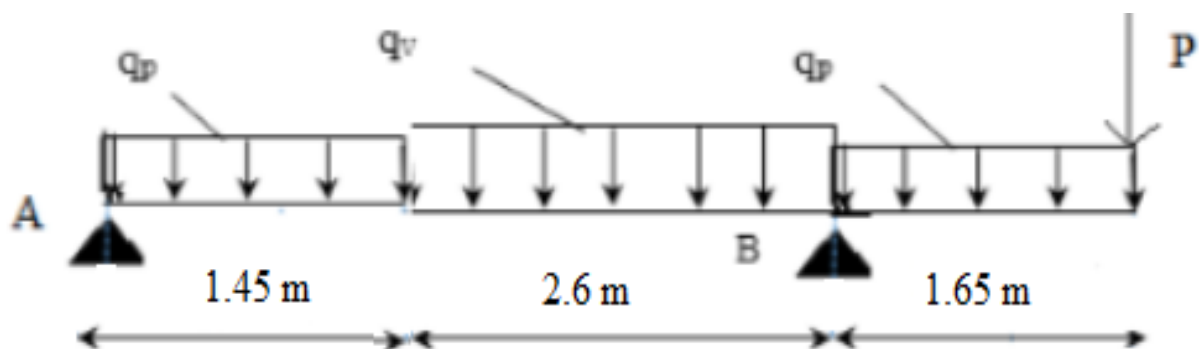


Figure III.35. Schéma statique de l'escalier (étage courant)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,57 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,68 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,32 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,418 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,07 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,18 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2.6 + q_p \cdot 1.45 + q_p \cdot 1.65 + P$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} ELU: 20.88 \text{ KN} \\ ELS: 15 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} ELU: 58.38 \text{ KN} \\ ELS: 42.1 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

$$M_{0max} = 22.23 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 29.61 \text{ KN.}$$

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

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 18.9 \text{ KN. m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -22.22 \text{ KN. m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{max}$  pour une section ( $b \times h$ ) = (1ml  $\times$  e) ; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec  $M_a^{max}$ .

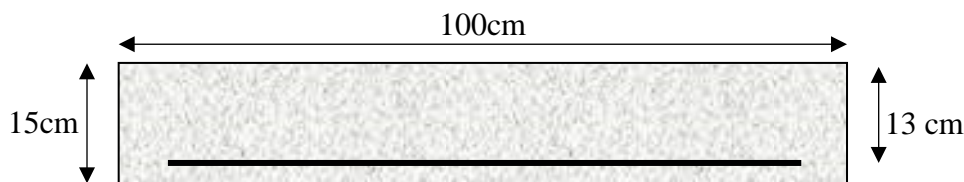


Figure III.36. Section d’escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Ferrailage de l’escalier Type 1

Position	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	Z(m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	18,9	0,121	0,114	4,75	1,449	7HA12 = 7,92	14
Appui	-22,22	0,108	0,113	5,65	1,449	7HA14 = 10,78	14

➤ Armature de répartition

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée :  $A_{rep} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; St = 25 cm

En appui :  $A_{rep} = 2,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; St = 25 cm

➤ Vérification de l’effort tranchant

$$V^{max} = 29,61 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,1 * (\frac{f_{c28}}{25}), 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc, nous n’avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

- Calcul à l'ELS
- vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 34.66KN \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 13.6 KN.m \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -16.08 KN.m \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.34.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	13.6	44,2	9693,7	6,01	15	Vérifiée
En appui	-16.08	4,8	12068,7	56,4	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1)  $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=17 \text{ cm} < 26.56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 9.24 \text{ cm}^2 > 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $L = 4,25 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :  $f_{adm} = 4.25/500$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.0017 < \bar{f} = \frac{425}{500} = 8.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

Pour la console :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 3,42 < \bar{f} = 6,6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

➤ Schéma de ferrailage

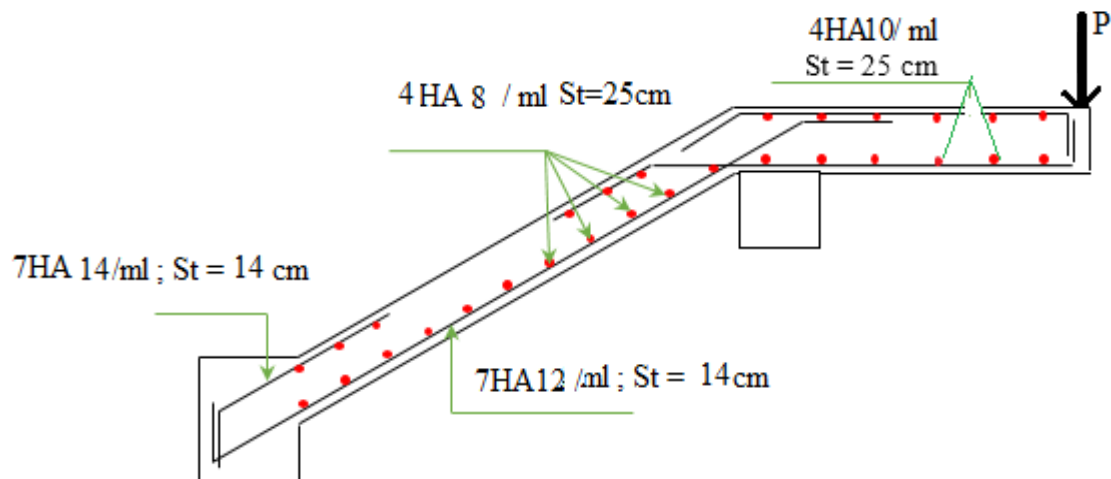


Figure III.37. Schéma de ferrailage de l'escalier (étage courant)

III.6. Etude de la poutre palière

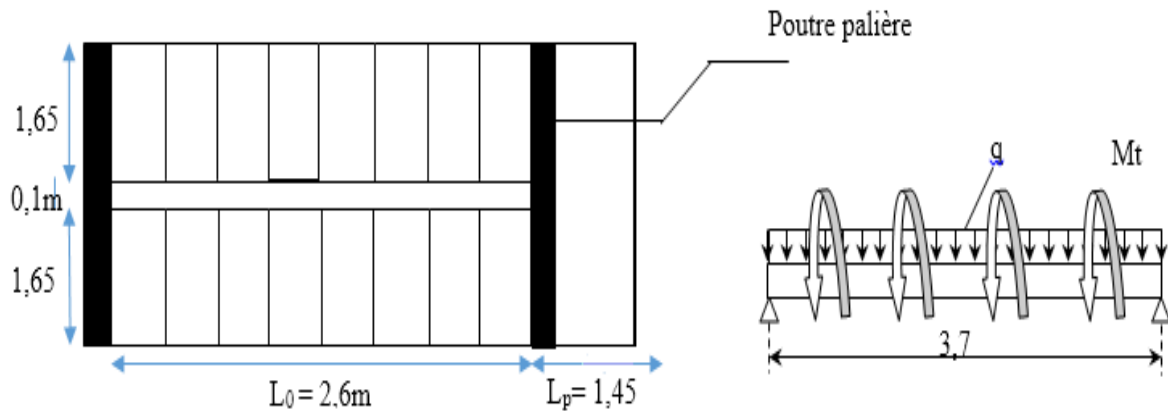


Figure III.38. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 22,66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm } \quad h = 30 \text{ cm.}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre :  $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse :  $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 26.37 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 18.97 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Moment de torsion  $M_{tor} = M_B \times l/2$  : provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 29,4 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 21,22 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 50.32 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 42,76 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,4 M_0 = -20.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 54.40 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau III.35.** Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	42,76	A	0,138	0,186	0,249	4,92	0,97	Vérifiée
Appui	- 20,29		0,064	0,084	0,26	2,21	0,97	

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{54,4 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,671 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0,275 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; -0,275 \times 10^{-3} \text{ cm}^2), \text{ donc on prend : } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion**

**Moment de torsion**

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -14,69 \times \frac{3,7}{2} = -27,17 \text{ KN.m}$$

Avec :  $M_B$  : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \emptyset/6$ ) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ ).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$  : Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{27,17 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 7,49 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,936 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement**



$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{15,28 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 4,34 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau} = 12,67$

Avec :  $\tau_{total}^{tor} = 12,65 \text{ MPa}$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$  .....pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

**En travée :**

$$A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4,92 + \frac{7,49}{2} = 8,66 \text{ cm}^2$$

**Soit : 6HA14= 9.24 cm<sup>2</sup>**

**En appui :**

$$A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,21 + \frac{7,49}{2} = 5,92 \text{ cm}^2$$

**Soit 6HA12=6,79 cm<sup>2</sup>**

**Armature transversales :**  $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,936 = 1,38 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$$q_s = g_0 + R_{Bs} = 21,22 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moments : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 36,31 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 M_0 = 30,86 \text{ KN.m} \\ M_a = -0,5 M_0 = -14,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.36.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	30,86	11,83	48452	7,54	15	Vérifiée
En appui	-14,52	10,56	39303	3,90	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 29,89 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,75 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3)  $L = 3,4 \text{ m} < 8 \text{ m}$  ..... Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

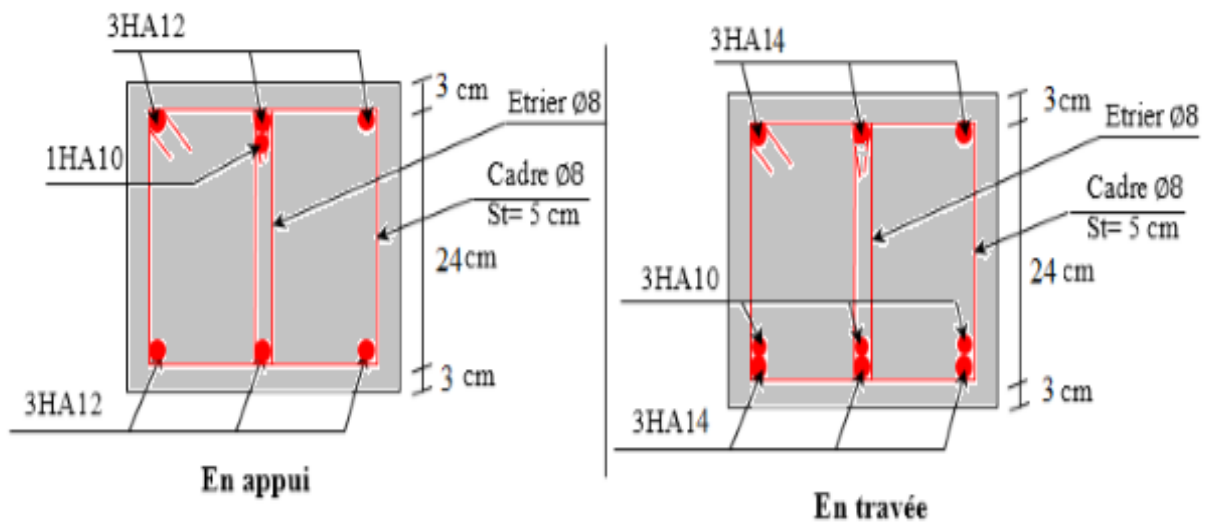


Figure.III.39. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7 Etude des poutres de chainages (porteuses) :

**III.7.1 Définition :** D’après l'article (9.3.6) et (9.3.7), les poutres de chainages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux.

Dans notre cas on aura besoins des poutres de chainages horizontales, elles ceinturent les ouvertures au niveau des planchers pour les rendre solidaires.

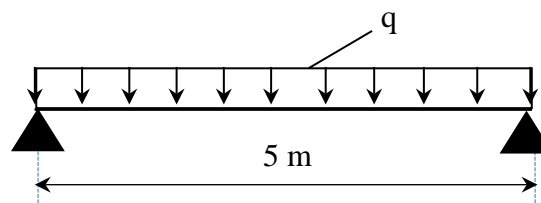


Figure III.40.. Schéma statique de la poutre de chaînage

La figure suivant montre le schéma de disposition des poutres des chainages

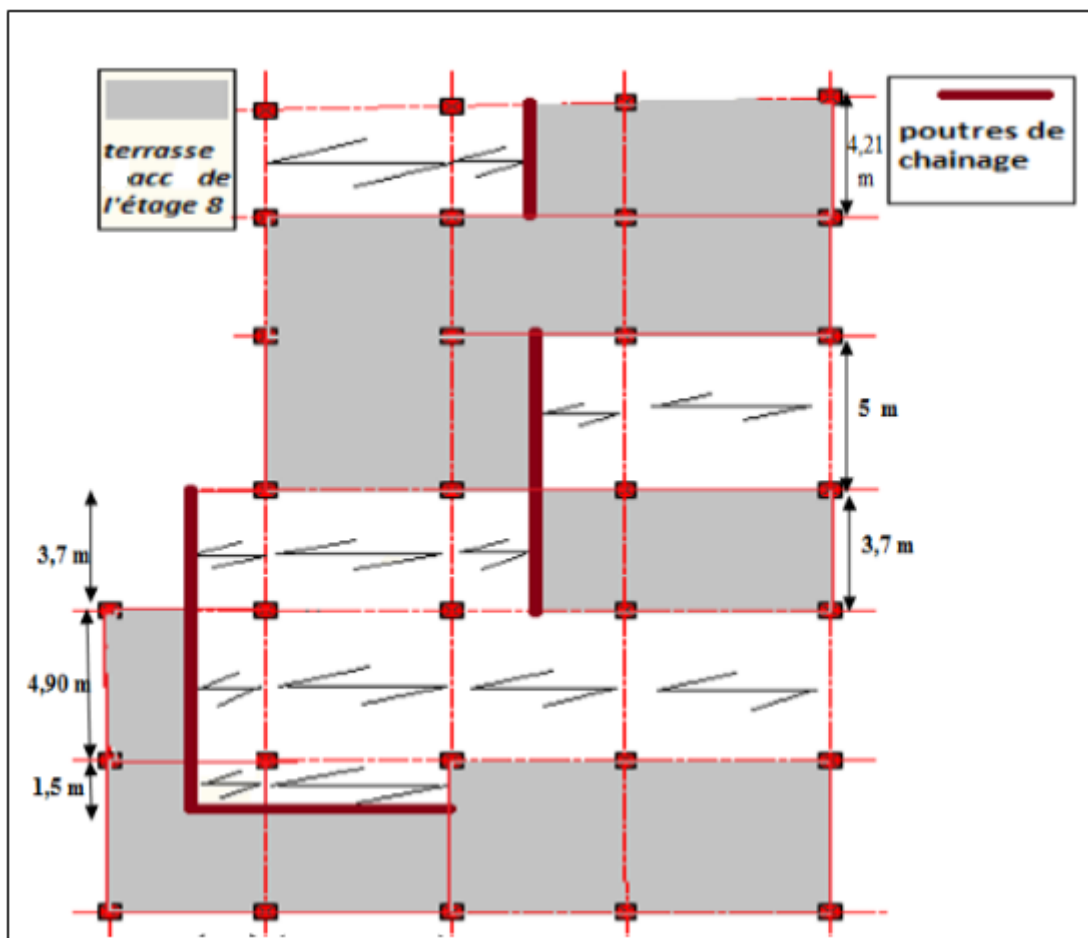


Figure III.41. Schéma de disposition des Poutres des chainages

### III.7.2. Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

- **Condition de la flèche**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

- **Exigences du RPA 99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm, } h = 35 \text{ cm}$$

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- **Poids propre :**  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$
- **Poids du plancher à corps creux :**  $q_{cc} = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2)$   
Avec :  $l_g = 0$  ;  $l_d = 2,05 \text{ m}$  ;  $G = 6,28 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- **Charge d'exploitation sur la poutre :**  $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 15,27 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 = 11,087 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments isostatiques  $\begin{cases} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 42,16 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 30,61 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée  $\begin{cases} ELU: M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 35,836 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 26,01 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui :  $M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} ELU: M_{au} = -16,86 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -12,24 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Ferrailage à l'ELU

Tableau III.37. Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	M <sub>u</sub> KN.m	Pivot	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>Choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	35,83	A	0,077	0,10	0,31	3,25	1,19	4HA12 = 4,52
En appuis	16,86		0,036	0,046	0,32	1,49	1,19	3HA10=2,36

➤ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 35,88 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,362 \text{ MPa}$$

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Armatures transversales

On fixe St = 15 cm puis on calcul A<sub>trans</sub>

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

**Tableau III.38.** Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)
En travée	26,01	7,77	27224,4	7,37	15
En appuis	12,24	6,4	18966	4,13	15

➤ **Vérification de la flèche**

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=35 \text{ cm} < 39,99 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3,39 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3)  $L = 4,7 \text{ m} < 8 \text{ m}$

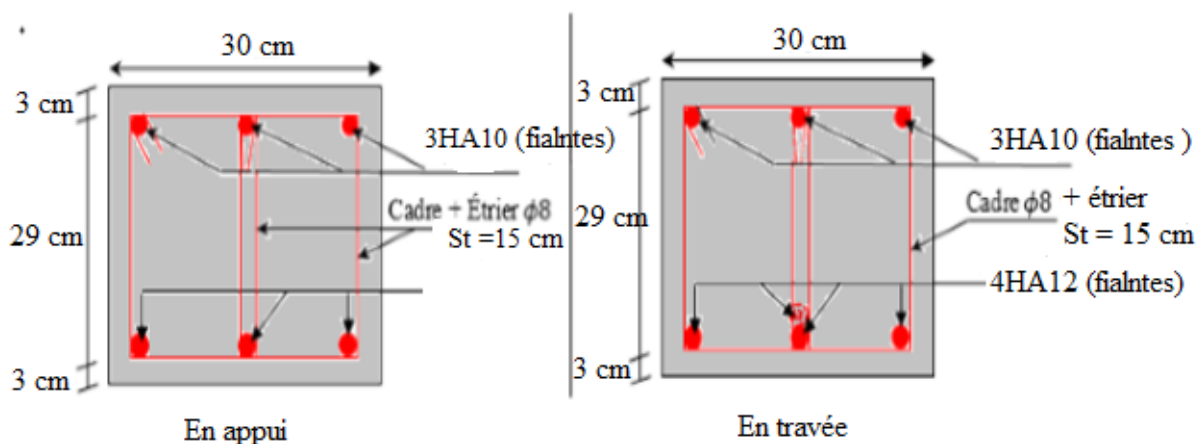
La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

**Tableau III.39.** Vérification de la flèche

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{qi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
7,83	3,65	5,92	4,75	5,36	9,4	Vérifiée

La condition de la flèche est vérifiée donc le ferrailage est satisfait

➤ **Le schéma de ferrailage**



**Figure III.42.** Ferrailage de la Poutre de chaînage

### **III.8. Conclusion**

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

## **IV.1 Introduction**

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels (ruine de constructions) et occasionné la perte de nombreuses vies humaines. On comprend par « manière adéquate » la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique, l'aspect architectural, le dimensionnement des éléments de résistance, et l'économie, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le SAP2000. V.14 qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

### **Modélisation**

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs. Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable et appropriée.

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m\*1m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ( $V_{x_{dyn}}$  et  $V_{y_{dyn}}$ ).

## **IV.2 Méthodes de calcul**

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

## **IV 3. Méthode choisie**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Les conditions complémentaires de *RPA99/Version 2003* art (4.1.2)  $H_{structure} > 23m$ , ainsi les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites, c'est pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

## **IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :**

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)$$



A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de RPA99/Version 2003 et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 1B
- zone sismique : IIa  $\Rightarrow$  A=0.20

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

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

Avec :  $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2 de}$$

$$\text{RPA99/Version2003} \Rightarrow \xi = ((10+7)/2) = 8.5 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003)

$$\text{On a site meuble (S3) donc } \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

**Avec :**

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_N = 31,62m$ .

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T = 0,05$ .

$$T = 0.05 \times (31.62)^{\frac{3}{4}} = 0,667s \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{Et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{x,y}$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=16,6$  m ; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 26,87$  m ; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 31,62}{\sqrt{16,6}} = 0,698s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable :  $T_x=0,667$  s

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 31,62}{\sqrt{26.87}} = 0,549s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable :  $T_y=0,549$  s

$$D_x = 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ donc : } D_x = 1.683$$

$$D_y = 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ donc : } D_y = 1.916$$

D'après RPA99/Version2003 art (4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être majorée

de 30% soit :  $\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.667 = 0.86s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.549 = 0.71s \end{cases}$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \text{ Avec : } P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/Version 2003

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités  $P_q$

Critère Q	Valeurs de $P_q$ Selon x-x		Valeurs de $P_q$ Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Non	0.05	Oui	0
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne :  $Q_x = 1,15$   
 $Q_y = 1.10$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte  $\Rightarrow R=5$ )

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.5 du RPA99/ Version 2003}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel **SAP2000V14** on a trouvé :  $W_{tot} = 44421,203 \text{ KN}$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

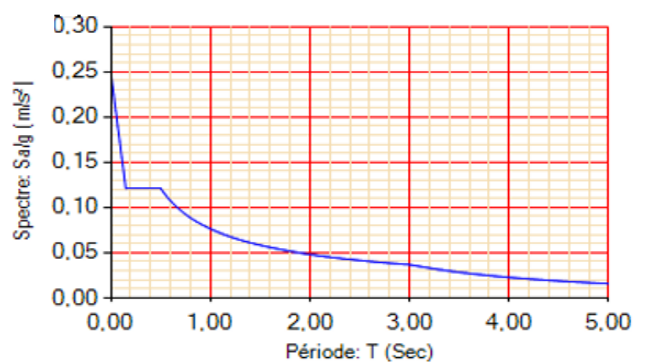
$$\text{sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 3438,20 \text{ KN}$$

$$\text{sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 3744,70 \text{ KN}$$

**IV.5 Méthode dynamique modale spectrale**

**IV.5.1 Principe**

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :



**Figure IV.1.** Spectre de réponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec :  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

### IV.5. 2. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des dimensions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003 (Interaction voiles-portiques), cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition suivante :

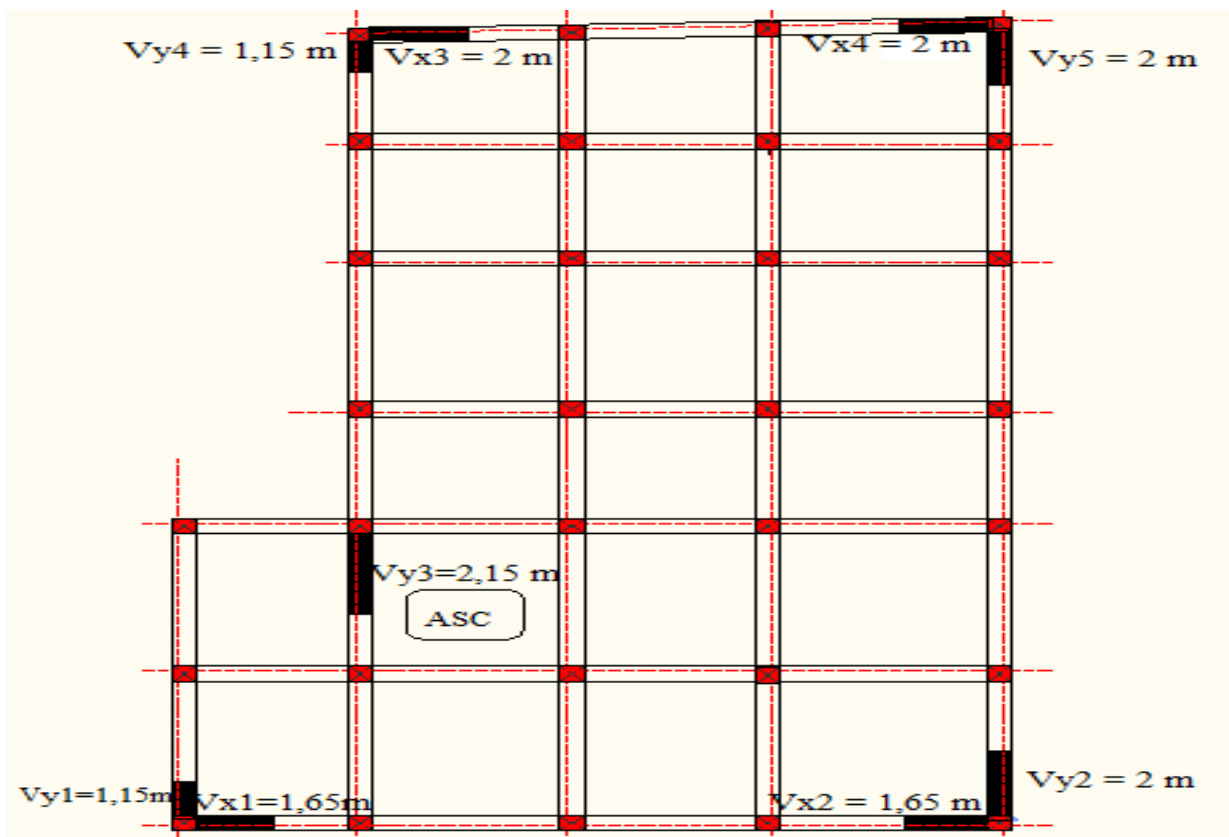


Figure IV.2. Schéma de dispositions des voiles.

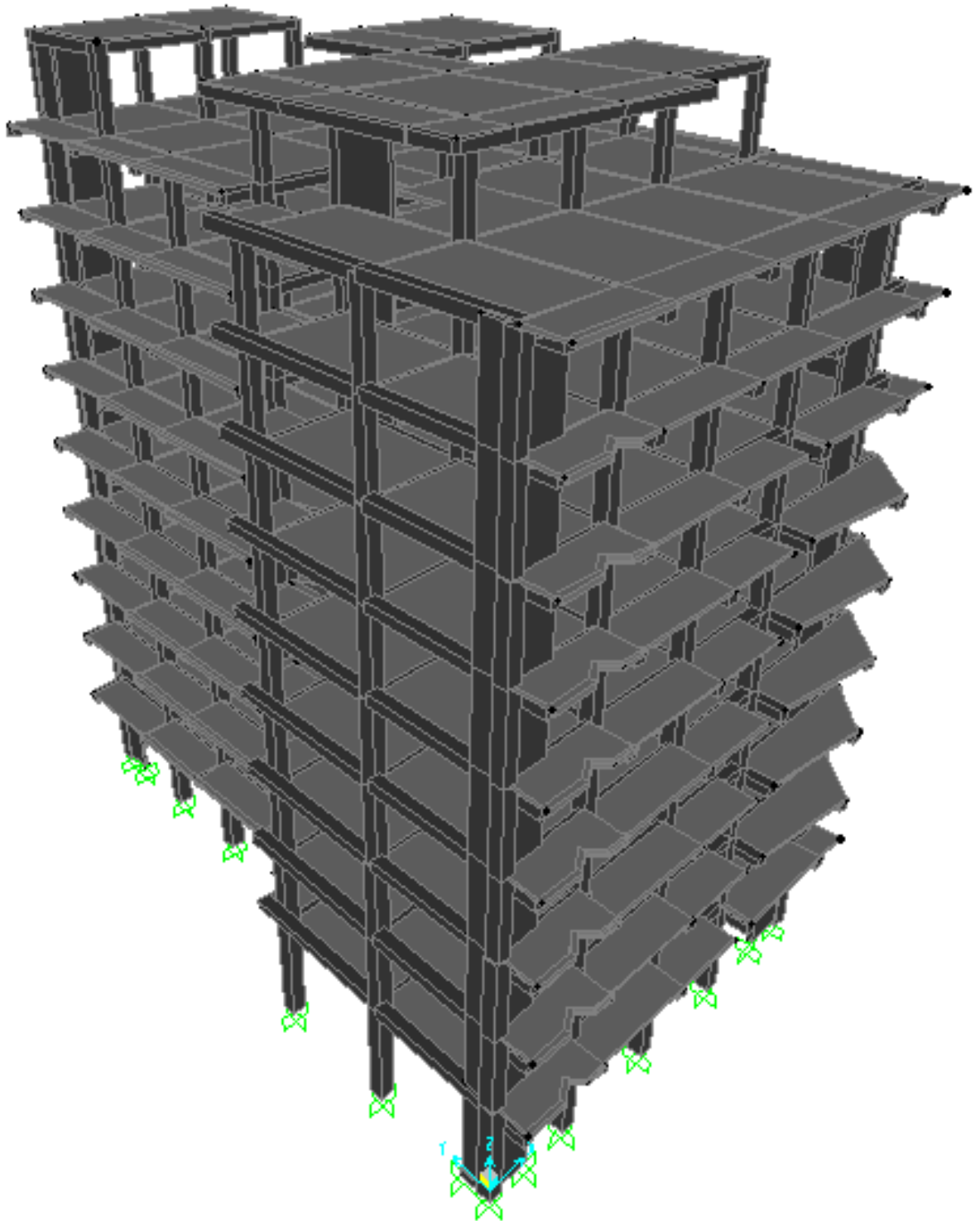


Figure IV.3.vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000 V14

IV.5.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 V15

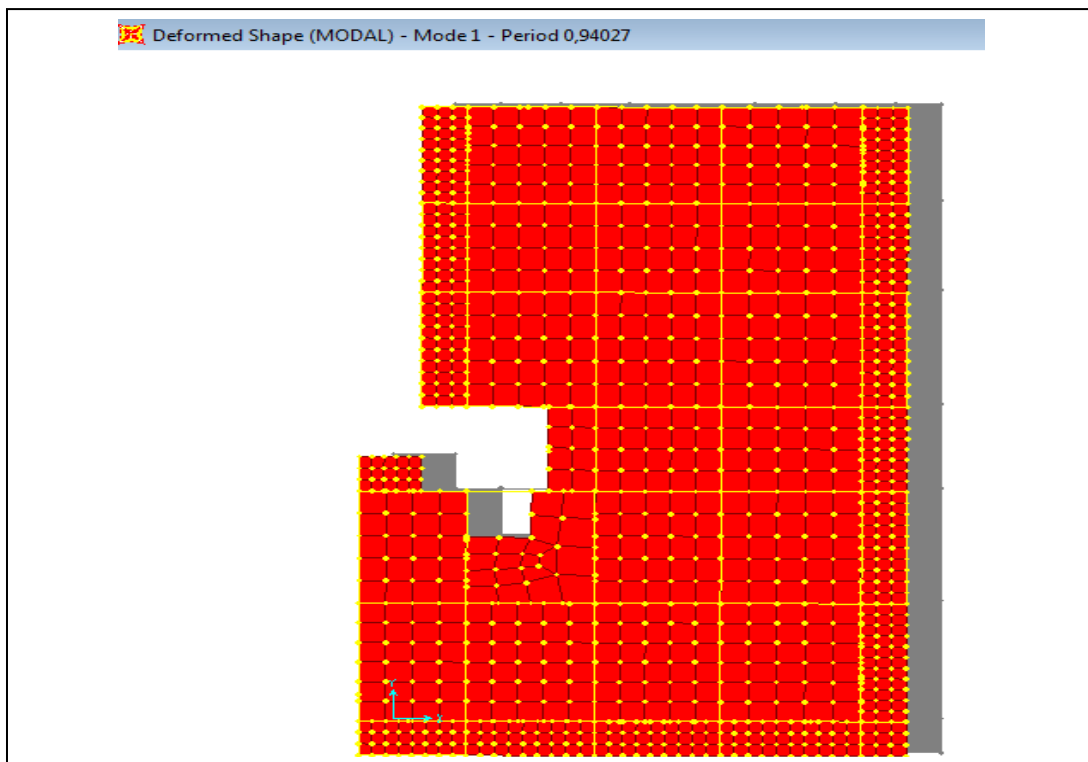


Figure IV.4. 1<sup>ère</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)

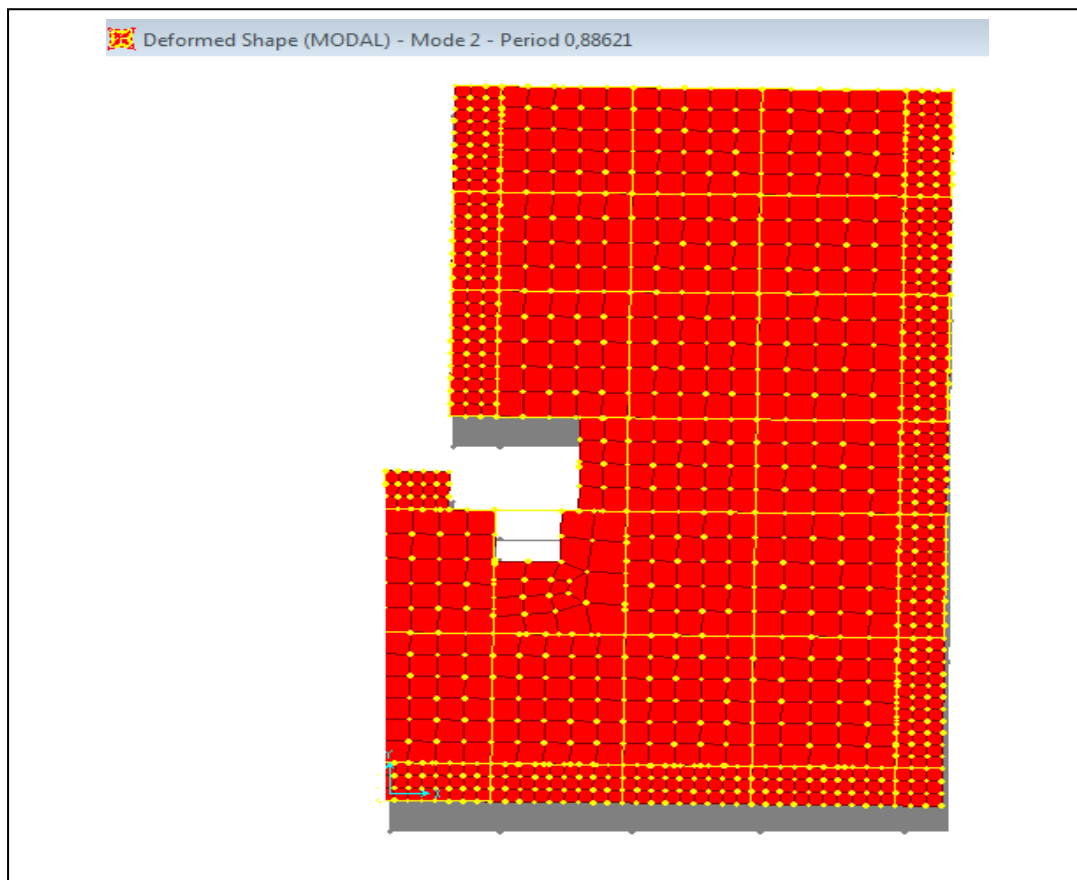


Figure IV.5. 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)

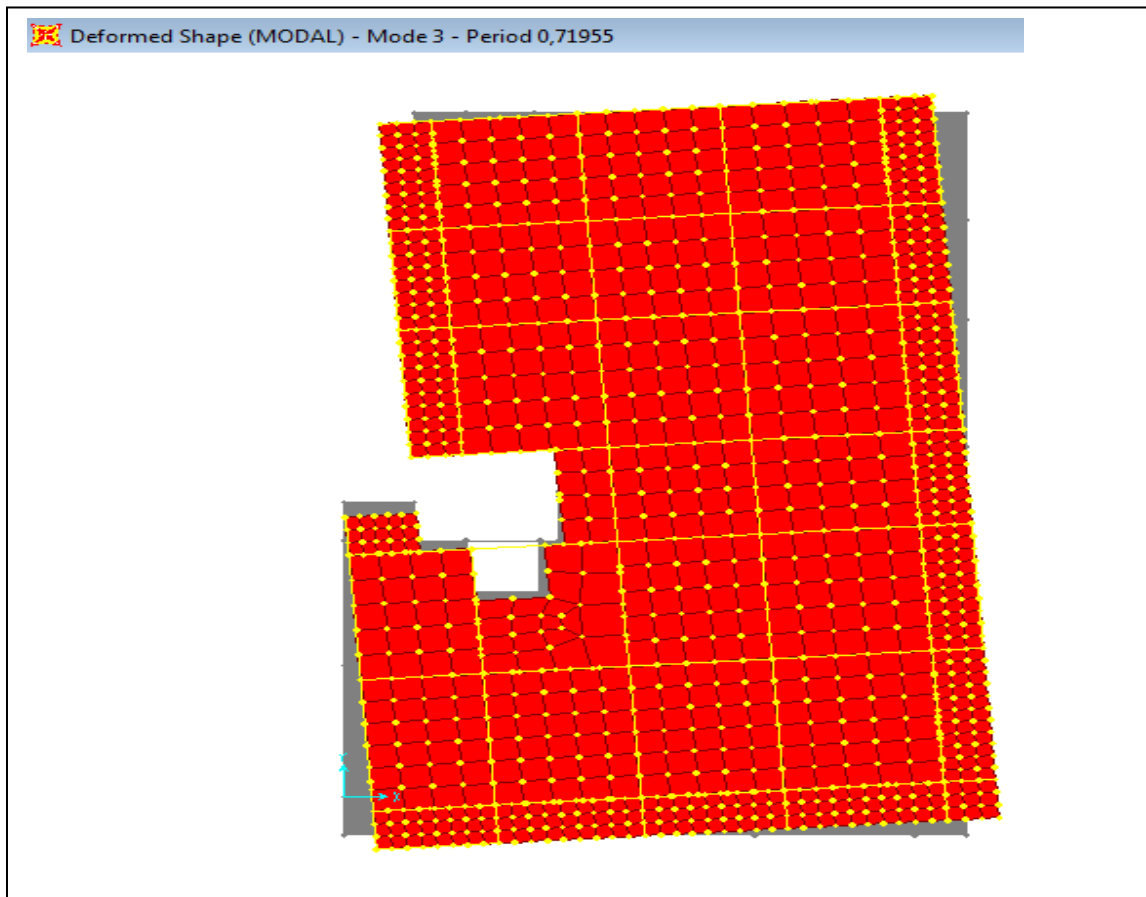


Figure IV.6. 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z)

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	Mode individuel (unîtes)			Somme Cumulée		
		UX [%]	UY [%]	UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
1	<b>0,94027</b>	0,74784	0,01019	0,00000217	74,889	1.09	1,887E-06
2	<b>0,88621</b>	0,00966	0,74408	0,0000265	75,759	75,743	2,666E-05
3	<b>0,71955</b>	0,00058	0,00948	0,000006359	75,825	76,444	3,229E-05
4	0,292348	0,12275	0,00079	0,00001079	88,095	76,522	4,112E-05
5	0,276281	0,0007	0,11769	0,00009991	88,164	88,297	0,014
6	0,213437	0,00099	0,00233	0,00001389	88,265	88,502	0,015
7	0,159444	0,03895	0,0004	0,00004515	92,16	88,541	0,019
<b>8</b>	0,146589	0,00048	0,04569	0,00003624	<b>92,208</b>	<b>93,092</b>	0,023

**Interprétation des résultats**

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale  $\begin{cases} T_x = 0,94s \\ T_y = 0,88s \end{cases}$
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> modes sont des modes de translation selon y-y et x-x respectivement
- ✓ Le 3<sup>eme</sup> mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

**IV.5.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003**

➤ **Vérification de l'interaction voiles portiques**

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.3** Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<b>RDC</b>	42969,41	6881,71	49851,119	86,20	13,80	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	38416,86	5690,75	44107,605	87,10	12,90	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	33763,79	5037,66	38801,446	87,02	12,98	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	28991,45	4517,83	33509,283	86,52	13,48	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	24403,00	3866,69	28269,691	86,32	13,68	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	19787,83	3248,29	23036,123	85,90	14,10	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	15302,85	2559,33	17862,179	85,67	14,33	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	10881,86	1819,92	12701,78	85,67	14,33	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	6468,10	1122,57	7590,665	85,21	14,79	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 9</b>	1636,13	296,32	1932,454	84,67	15,33	<b>Vérifiée</b>



Le diagramme de la figure 7 illustre la justification de l'interaction sous charges verticales.

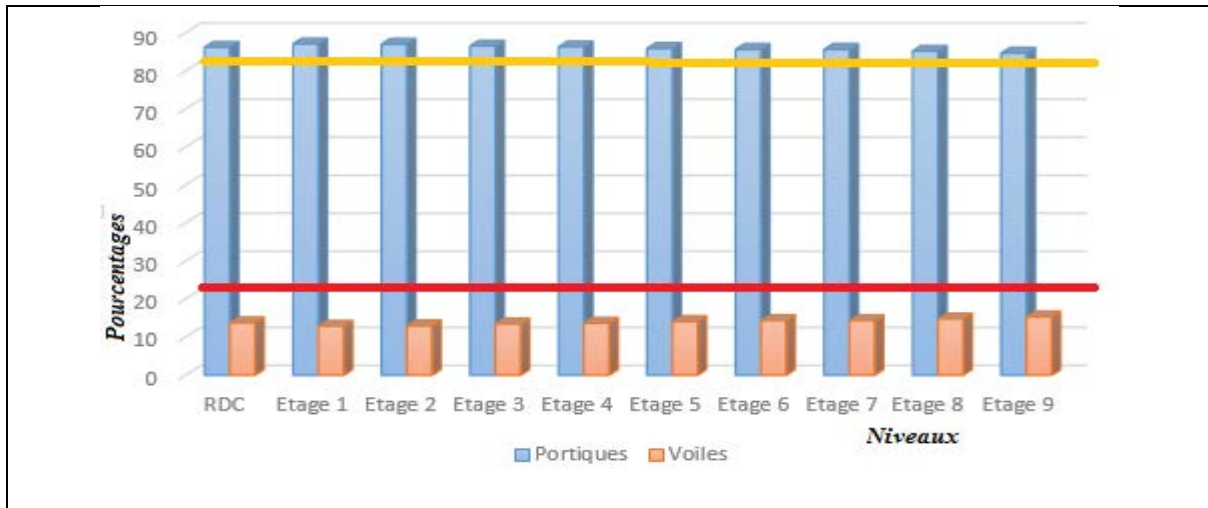


Figure IV.7. Pourcentages des charges verticales reprises par les voiles et les portiques à chaque niveau.

**Commentaire**

Le diagramme de la figure montre les charges verticales converties en pourcentages reprises par les portiques et les voiles à chaque étage.

Nous constatons que la limite des 20% exigée par le RPA99/version2003 a été globalement respectée pour les voiles, ainsi que celle des portiques qui est supérieure à 80 %.

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon X-X

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	700,06	1838,499	2538,56	27,58	72,42	Vérifiée
Etage 1	1545,359	1164,756	2710,12	57,02	42,98	Vérifiée
Etage 2	1635,132	925,198	2560,33	63,86	36,14	Vérifiée
Etage 3	1477,894	890,222	2368,12	62,41	37,59	Vérifiée
Etage 4	1465,758	679,175	2144,93	68,34	31,66	Vérifiée

<i>Etage 5</i>	1272,647	612,471	1885,12	67,51	32,49	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	1163,285	426,36	1589,65	73,18	26,82	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	833,608	407,92	1241,53	67,14	32,86	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	774,779	177,226	952,005	81,38	18,62	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	289,862	65,975	355,837	81,46	18,54	<i>Vérifiée</i>

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon Y-Y

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<i>RDC</i>	806,236	1946,669	2752,905	29,29	70,71	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	1578,859	1198,203	2777,062	56,85	43,15	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	1563,936	996,021	2559,957	61,09	38,91	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	1528,938	885,922	2414,86	63,31	36,69	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	1511,351	676,886	2188,237	69,07	30,93	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	1226,211	690,367	1916,578	63,98	36,02	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	1124,124	484,7	1608,824	69,87	30,13	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	872,714	376,681	1249,395	69,85	30,15	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	778,919	149,284	928,203	83,92	16,08	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	242,143	77,63	319,773	75,72	24,28	<i>Vérifiée</i>

Les diagrammes des figures 8 et 9 illustrent la justification de l'interaction sous charges horizontales respectivement dans le sens x et dans le sens y.

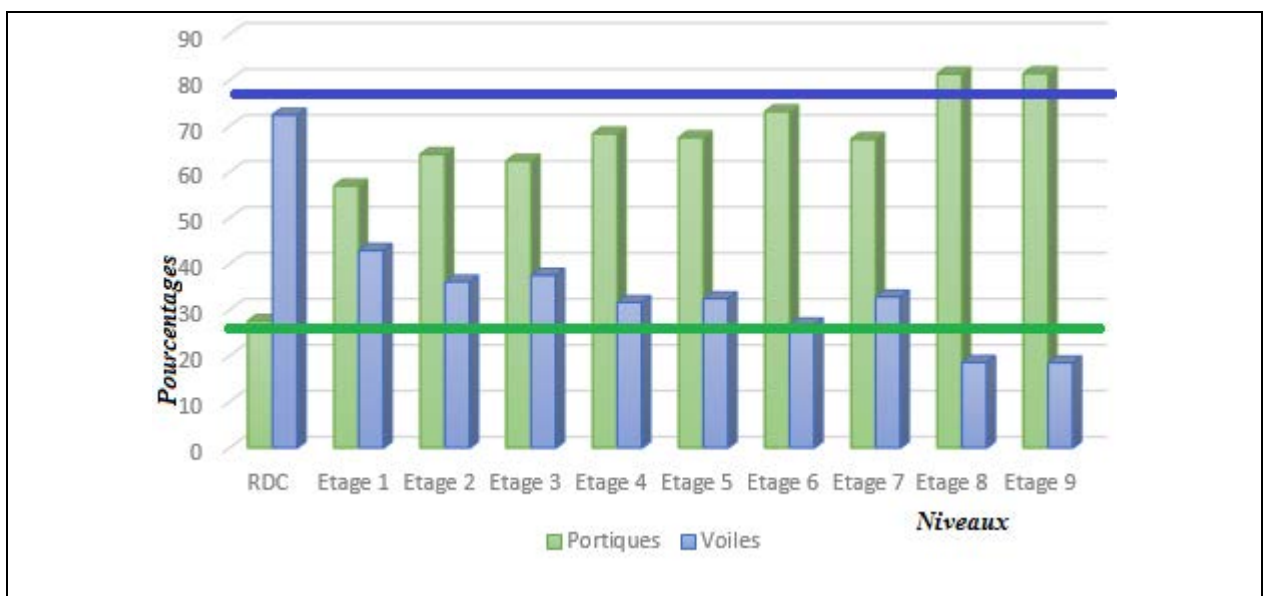


Figure IV.8. Pourcentages des charges horizontales selon x-x reprises par les voiles et les portiques à chaque niveau.

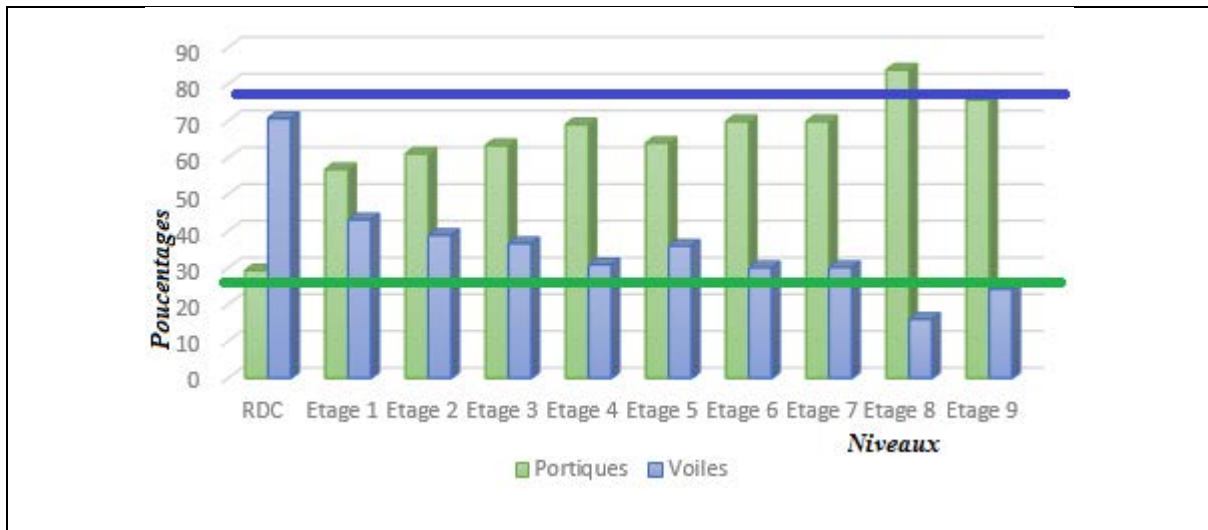


Figure IV.9. Pourcentages des charges horizontales selon y-y reprises par les voiles et les portiques à chaque niveau.

**Commentaire**

Sous charges horizontales selon x-x et y-y, on remarque que les pourcentages repris par les portiques sont dans une fourchette très raisonnable, supérieurs à 25% ; ainsi que les pourcentages repris par les voiles qui sont inférieurs à 75% pour tous les niveaux. L’interaction horizontale voiles-portiques est donc vérifiée.

Pour aboutir aux résultats cités précédemment, nous avons été amenés à augmenter les sections des poteaux ainsi que celles des poutres.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l’article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dy} / V_{st}$  ne doit pas être inférieure à 80%., ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification de l’effort tranchant à la base.

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}>0,8$	Observation
X-X	2867,991	3438,201	0,834	Vérifiée
Y-Y	2854,129	3744,707	0,762	Non vérifiée

**Interprétation des résultats :** La condition des efforts tranchants sont vérifiées selon x-x mais ce n’est pas le cas selon le sens y-y, pour cela, on doit majorer tous les paramètres de réponse (forces, déplacements, moments,...) de la valeur calculée par le rapport  $0,8V_{st}/V_{dyn}$ , soit de 10% environ. Les résultats obtenus sont les suivants :

**Tableau IV.7.** Vérification de l'effort tranchant à la base après majoration.

Sens	V <sub>dyn</sub> (KN)	V <sub>st</sub> (KN)	V <sub>dyn</sub> /V <sub>st</sub> >0,8	Observation
X-X	2867,991	3438,201	0,834	Vérifiée
Y-Y	2996,835	3744,707	<b>0,8002</b>	Vérifiée

➤ **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$ .

*R* : Coefficient de comportement (*R*=5).

Le déplacement relatif au niveau *K* par rapport au niveau *K-1* est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  ; Avec :  $h_e$  la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8.** Vérification des déplacements.

Niveaux	Sens x-x						Sens y-y						OBS
	<i>h<sub>k</sub></i> (cm)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)		
RDC	408	0,18	0,9	0	0,90	0,221	0,17	1,22	0	1,23	0,301	Vérifiée	
1 <sup>er</sup> étage	306	0,47	2,35	0,9	1,45	0,474	0,44	3,17	1,2283	1,95	0,638	Vérifiée	
2 <sup>ème</sup> étage	306	0,8	4	2,35	1,65	0,539	0,76	5,49	3,1792	2,31	0,756	Vérifiée	
3 <sup>ème</sup> étage	306	1,1	5,5	4	1,50	0,490	1,08	7,80	5,4913	2,31	0,756	Vérifiée	
4 <sup>ème</sup> étage	306	1,4	7	5,5	1,50	0,490	1,39	10,04	7,8035	2,24	0,732	Vérifiée	
5 <sup>ème</sup> étage	306	1,8	9	7	2,00	0,654	1,68	12,13	10,043	2,10	0,685	Vérifiée	
6 <sup>ème</sup> étage	306	2	10	9	1,00	0,327	1,92	13,87	12,138	1,73	0,567	Vérifiée	
7 <sup>ème</sup> étage	306	2,3	11,5	10	1,50	0,490	2,13	15,39	13,872	1,52	0,496	Vérifiée	
8 <sup>ème</sup> étage	306	2,5	12,5	11,5	1,00	0,327	2,3	16,61	15,390	1,23	0,401	Vérifiée	
9 <sup>ème</sup> étage	306	2,6	13	12,5	0,50	0,163	2,35	16,97	16,618	0,36	0,118	Vérifiée	

**Interprétation des résultats :**

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

Sens (x - x) :  $\Delta_{k \max} = 0,02 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0306 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérfifiée

Sens (y - y) :  $\Delta_{k \max} = 0,0231 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0306 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérfifiée

➤ **Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ**

L’effet P-Δ(effet de second ordre est l’effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$v_k$  : Effort tranchant d’étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l’étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.9.** Vérification à L’effet P-Δ.

Niveaux	h <sub>k</sub>	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
	(cm)		Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>
RDC	408	44319,08	0,01	2538,364	0,00042	0,01	2887,624	0,000376
1 <sup>er</sup> étage	306	39173,34	0,01	2710,09	0,00047	0,01	2915,262	0,000439
2 <sup>ème</sup> étage	306	29773,76	0,02	2560,255	0,00076	0,02	2687,347	0,000724
3 <sup>ème</sup> étage	306	25133,65	0,02	2367,943	0,00069	0,02	2532,676	0,000648
4 <sup>ème</sup> étage	306	20499,63	0,02	2144,927	0,00062	0,02	2296,55	0,000583
5 <sup>ème</sup> étage	306	20499,63	0,03	1884,903	0,00106	0,03	2011,665	0,000999
6 <sup>ème</sup> étage	306	15925,2	0,03	1589,358	0,00098	0,03	1683,991	0,000927
7 <sup>ème</sup> étage	306	11361,53	0,04	1241,512	0,00119	0,04	1309,424	0,001134
8 <sup>ème</sup> étage	306	6849,198	0,04	951,615	0,00094	0,04	971,972	0,000921
9 <sup>ème</sup> étage	306	1815,14	0,05	355,747	0,00083	0,05	318,646	0,000930

**Interprétation des résultats :** On remarque que les valeurs de θ<sub>k</sub> inférieure à 0.1 donc l’effet (P-Δ) n’a pas d’influence sur la structure est peut-être négligé.

➤ **Vérification de l’effort normal réduit**

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :  $v = \frac{N_d}{B \times f_{cJ}} \leq 0,3$ .....RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1). L'effort sera vérifié à ELA.

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cJ}$  : est la résistance caractéristique du béton

**Tableau IV.10.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	Combinaisons	$v$	Observation
<i>RDC</i>	55×60	2447,339	G+Q+Ex	0,297	<i>Vérifiée</i>
<i>Etages 1 et 2</i>	55×55	2085,837	G+Q+Ex	0,276	<i>Vérifiée</i>
<i>Etages 3 et 4</i>	50×55	1535,185	G+Q+Ex	0,223	<i>Vérifiée</i>
<i>Etages 5 et 6</i>	50×50	1006,334	G+Q+Ey	0,161	<i>Vérifiée</i>
<i>Etages 7 et 8</i>	45×50	600,009	G+Q+Ey	0,107	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	45×45	232,602	G+Q+Ey	0,046	<i>Vérifiée</i>

**Interprétation des résultats :** On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

**VI.6. Conclusion**

La modalisation avec logiciel de calcul SAP2000 V15, nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11. Dimensions finales des éléments structuraux**

Niveaux	RDC	01 et 02	03 et 04	05 et 06	07 et 08	09
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	55*60	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45
Voiles (cm)	20	15				
P.P (cm <sup>2</sup> )	35*45					
P.S (cm <sup>2</sup> )	35*40					

## V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

## V.2 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 fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages 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 déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{array}{ll} * 1.35G + 1.5Q & ; * G + Q \\ * G + Q \pm E & ; * 0.8G \pm E \end{array}$$

### V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

#### 1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% \times b_1 \times h_1$  en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  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).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

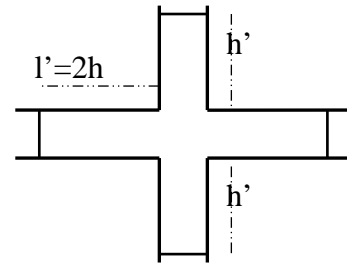


Figure V.1 Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol+RDC	60×55	26,4	132	198
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	24,2	121	181,5
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	55×50	22	110	165
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	50×50	20	100	150
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	50×45	18	90	135
9 <sup>ème</sup> étage	45×45	16,2	81	121,5

## 2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

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.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

$t$  : 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 :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_{L^{\min}}, 15\text{cm})$ .
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_{L^{\min}}$ .

Où :  $\Phi_{L^{\min}}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :  $A_t^{\min}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

**RPA99.V2003**

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elencement géométrique du poteau } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi$  min

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \phi t$  minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

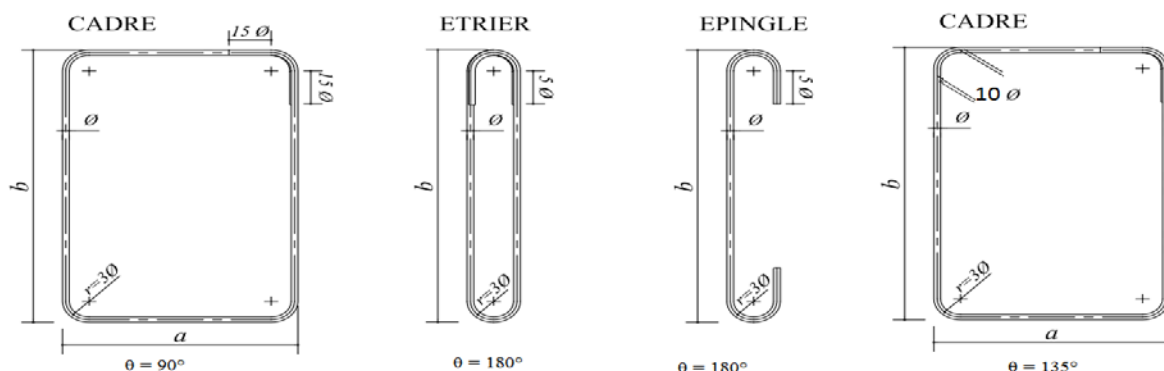


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000V15, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau .V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$V_u$ (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
55×60	3123,64	-3,563	752,84	38,47	918,3102	188,128	71,905
55×55	2990,413	14,0729	44,48	21,561	-279,9637	1942,05	177,16
50×55	2283,944	16,9435	157,359	17,833	-223,0862	1148,833	143,318
50×50	1604,665	21,3366	136,76	17,389	183,4924	839,215	117,399
45×50	950,46	-15,7584	8,889	6,4589	-152,8128	397,578	96,312
45×45	-348,696	28,6131	2,116	2,6244	94,6954	153,669	60,065

V.2.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ Exemple de calcul

Soit le poteau de l'étage courant (55×55) cm<sup>2</sup> :

$$b = 55cm \quad ; \quad h = 55cm$$

$$d = 52cm \quad ; \quad d' = 5cm$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

Calcul sous  $N_{min} \rightarrow M_{corres}$

$$N_{min} = 44,48 \text{ KN.} \rightarrow M_{corres} = 21,551 \text{ KN.m} \Rightarrow 0,8G + Ex$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{21,551}{44,48} \times 100 = 48,43cm > \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30cm$$

le centre de pression est en dehors de la section de béton, donc la section est partiellement comprimée.

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 32,681 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = -10,441 \text{ KN.m} \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1479,28 \text{ KN.m}$$

$$-10,441 \text{ KN.m} < 1479,28 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{32,681 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,55 \times 0,52^2} = 0,0119$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \quad ; \quad A = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,0149 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,546 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 1,50 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,388 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures longitudinale**

**Tableau V.3.** Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	A'cal (cm <sup>2</sup> )	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	Aadopte (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol+RDC	60×55	S.P.C	0	6,6	26,4	4HA20+8HA16=28,65
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	S.P.C	0	4,4	24,2	4HA20+8HA14=24,88
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	55×50	S.P.C	0	4,2	22	8HA16+4HA14=22,24
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	50×50	S.P.C	0	4	20	12HA14 =18,47
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	50×45	S.P.C	0	3,8	18	12HA14=18,47
9 <sup>ème</sup> étage	45×45	S.P.C	0	3,9	16,2	8HA14+4HA12=16,84

➤ Armatures transversale

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ La quantité d'armature minimale

On a  $3 < \lambda g < 5$  , d'où :

- Dans la zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (10 \times 60) = 3 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante :  $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (15 \times 60) = 4,5 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 8 cadre **HA10=6,28 cm<sup>2</sup>**

➤ Résultats du calcul des armatures transversales

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4.** Armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	Sous-sol	RDC	1,2 <sup>ème</sup> étage	3, 4 <sup>ème</sup> étage	5, 6 <sup>ème</sup> Etage	7, 8 <sup>ème</sup> Etage	9 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	55×60	55×60	55×55	55×50	50×50	45×50	45×45
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2	1
L <sub>0</sub> (cm)	385	363	261	261	261	261	261
L <sub>f</sub> (cm)	269,5	254,1	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7
$\lambda_g$	4,61	4,38	3,45	3,45	3,79	3,79	4,22
$\rho_a$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
V <sub>u</sub> (KN)	71,905	71,905	177,16	143,318	117,399	96,312	60,065
L <sub>r</sub> (cm)	65	65	60	60	60	50	50
S <sub>t</sub> zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
S <sub>t</sub> zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A <sup>t</sup> <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,07	1,96	4,16	3,37	3,33	2,73	2,11

$A_{min}^t (cm^2)$ z.nodale	2,509	2,509	3,958	3,598	3,183	2,864	2,408
$A_{min}^t (cm^2)$ z.courante	3,764	3,764	5,936	5,90	4,774	4,296	3,611
$A_{adopte}^t (cm^2)$	4.02	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	4,02
Nombre des cadres	8T8	8T10	8T10	8T10	8T10	8T10	8T8

V.2.4 Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau du sous-sol (55x60) :

$l_0 = 3,85m$  et  $N_{max} = 3123,64KN$ .

$$N_{max} \leq N_d = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$  Coefficients de sécurité béton, acier.

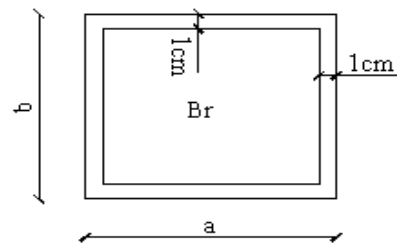


Figure V.3. Section réduite du béton

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 \times l_0 = 2,695$  m)

$i$  : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,6^2}{12}} \Rightarrow i = 0,173m$$

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

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

$\lambda$  élancement du poteau prise :  $\lambda = 3,46 \times l_f / b$  ..... poteau rectangulaire

$$\lambda = 4 \times l_f / \phi \dots \dots \dots \text{ poteau circulaire}$$

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{2,73}{0,55} = 16,954 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{16,954}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,811.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (55 - 2) \times (60 - 2) = 3074 \text{ cm}^2 = 0,3074 \text{ m}^2$$

$$N_d = 0,811 \times \left[ \frac{0,3074 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 26,51 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 5364,50 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 3123,64 \text{ KN} < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Justification de l’effort normal ultime et l’effort normal maximum

Niveau	Section (m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	N <sub>max</sub> (KN)	Obs
Sous-sol	60×55	3,85	2,695	15,762	0,811	26,51	0,3074	5364,50	3123,64	Vérifiée
RDC	60×55	3,63	2,541	14,873	0,82	26,51	0,3074	5424,037	3123,64	Vérifiée
1,2 <sup>ème</sup> Etage	55×55	2,61	1,827	11,725	0,831	24,63	0,2809	5034,652	2990,413	Vérifiée
3,4 <sup>ème</sup> étage	55×50	2,61	1,827	11,725	0,831	22,99	0,2544	4579,444	2283,944	Vérifiée
5,6 <sup>ème</sup> étage	50×50	2,61	1,827	12,904	0,828	21,37	0,2304	4148,252	1604,665	Vérifiée
7,8 <sup>ème</sup> étage	50×45	2,61	1,827	12,904	0,828	18,1	0,2064	3686,08	950,45	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	45×45	2,61	1,827	14,334	0,822	16,2	0,1849	3277,768	348,696	Vérifiée

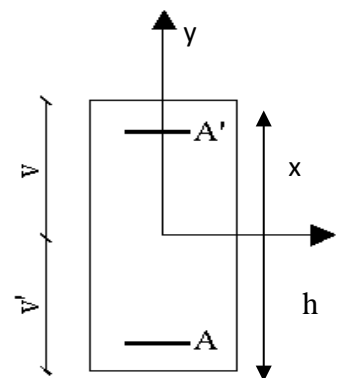
On voit bien que N<sub>max</sub> < N<sub>d</sub> pour tous les niveaux de cette structure, donc il n’y pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc1, 2} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ tel que :}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$



**Figure V.4.** Section d’un poteau

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ béton fibre inferieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6** Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	Sous-sol+ RDC	1,2 <sup>ème</sup> Etage	3, 4 <sup>ème</sup> étage	5, 6 <sup>ème</sup> Etage	7, 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	55×60	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45
d (cm)	57	52	52	47	47	42
A' (cm <sup>2</sup> )	26,51	24,63	22,99	21,37	18,1	18,1
A (cm)	26,51	24,63	22,99	21,37	18,1	18,1
V (cm)	30,233	34,277	34,477	31,453	31,366	28,582
V' (cm)	24,767	20,723	20,523	18,547	18,634	16,418
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0,0109	0,0113	0,0104	0,0078	0,0069	0,0051
N <sub>ser</sub> (KN)	1,5301	1,3562	1,1583	1,0096	0,73003	0,47003
M <sub>ser</sub> (KN.m)	0,03526	0,03483	0,0332	0,03378	0,02996	0,03047
M <sub>serG</sub> (MN.m)	0,0771	0,1267	0,114	0,0989	0,0764	0,0591
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	5,19	5,21	4,93	4,78	3,88	2,87
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	6,73	7,15	6,8	6,73	5,6	4,44
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

**c) Vérification aux des sollicitations tangentes**

Selon leRPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$



$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7** Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sous-sol	3300	269,5	4,61	0,04	57	71,905	0,229	1	Vérifiée
RDC	3300	254,1	4,38	0,04	57	71,905	0,229	1	Vérifiée
1,2 <sup>ème</sup> Etage	3025	182,7	3,45	0,04	52	117,16	0,410	1	Vérifiée
3,4 <sup>ème</sup> étage	2750	182,7	3,45	0,04	47	143,318	0,610	1	Vérifiée
5,6 <sup>ème</sup> étage	2500	182,7	3,79	0,04	47	117,399	0,500	1	Vérifiée
7,8 <sup>ème</sup> étage	2250	182,7	3,79	0,04	47	96,312	0,510	1	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	2025	182,7	4,22	0,04	42	60,065	0,318	1	Vérifiée

**V.2.5 Dispositions constructives**

▪ **Longueur des crochets**

$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$

▪ **Longueur de recouvrement**

$L_r \geq 40 \times \phi :$

$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$

On adopte :  $L_r = 80 \text{ cm.}$

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

On adopte :  $L_r = 65 \text{ cm.}$

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

On adopte :  $L_r = 60 \text{ cm.}$

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

On adopte :  $L_r = 50 \text{ cm.}$

▪ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques). (Selon le RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2 h$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

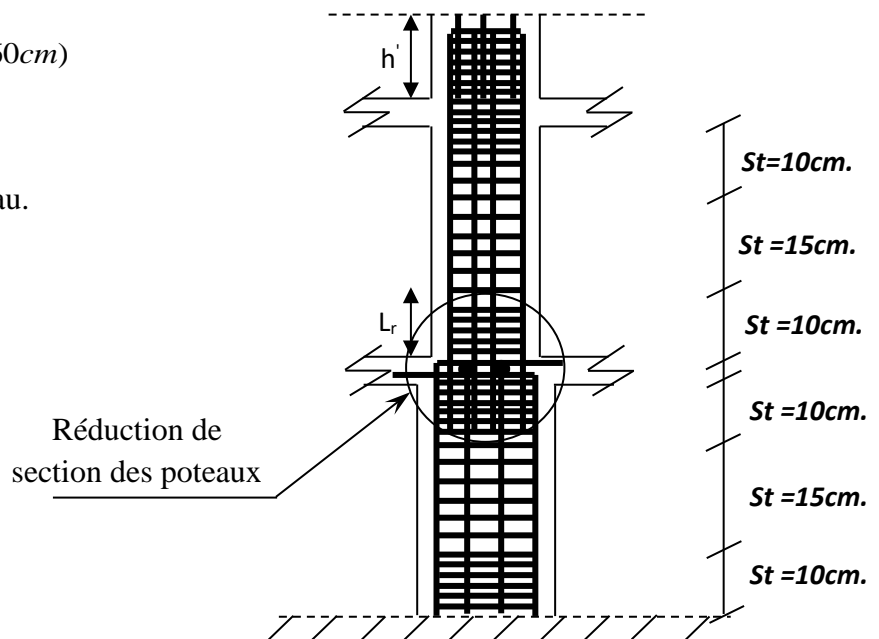


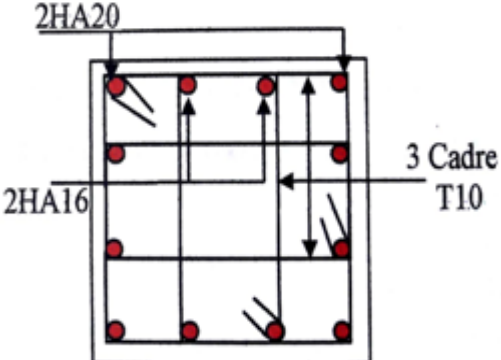
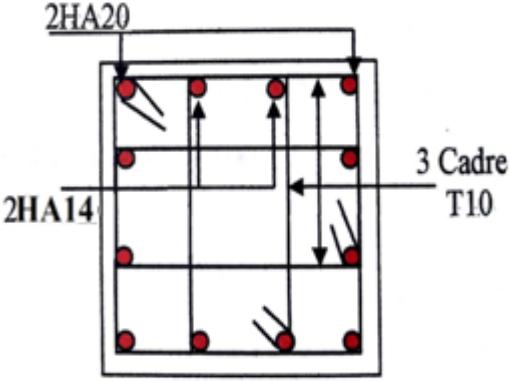
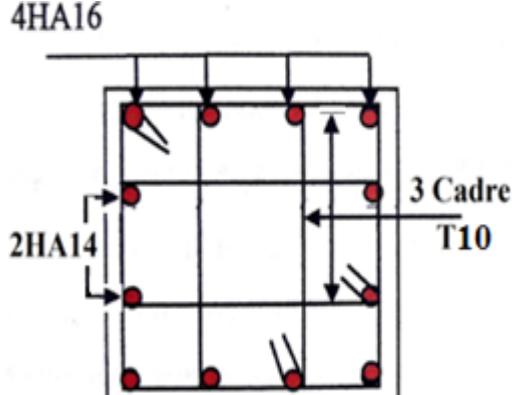
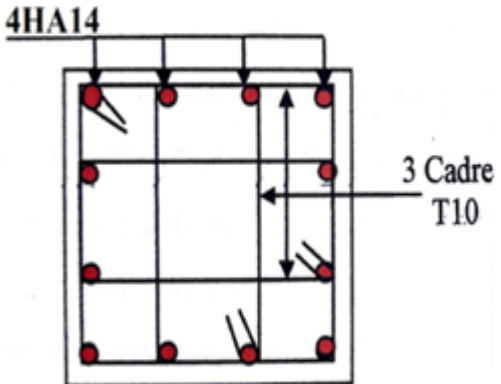
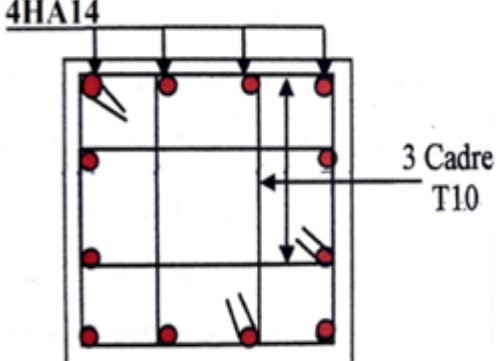
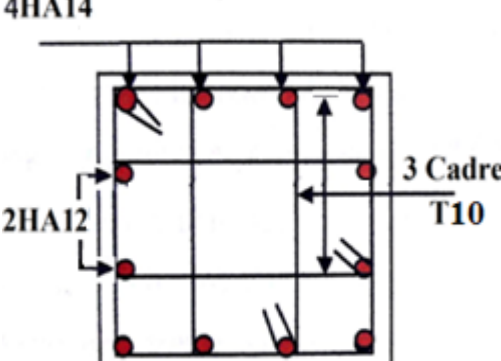
Figure V.5. Ferrailage des sections des poteaux

Tableau V.8. Dimension de la zone nodale

Niveaux	Sous-sol+ RDC	1,2 <sup>ème</sup> Étage	3, 4 <sup>ème</sup> étage	5, 6 <sup>ème</sup> Étage	7, 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> étage
Sections	55×60	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45
$L' (cm)$	P.P	90	90	90	90	90
	P.S	80	80	80	80	80
$h' (cm)$	60	66	60	60	60	60

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.9. Ferrailage des sections des poteaux

Sous-sol + RDC (55*60)	1 et 2 <sup>ème</sup> étages (55*55)
	
3 et 4 <sup>ème</sup> étage (50*55)	5 et 6 <sup>ème</sup> étage (50*50)
	
7 et 8 <sup>ème</sup> étage (45*50)	9 <sup>ème</sup> étage (45*45)
	

### V.3 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, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000.V14**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{array}{ll} *1.35G + 1.5Q & G + Q \\ *G + Q \pm E & 0.8G \pm E \end{array}$$

#### V.3.1 Recommandation du RPA99

##### a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire,  $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa) avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

##### b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$  : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre  $\phi_l$  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 de l'appui ou de l'encastrement.

**V.3.2. Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003**

**Tableau V.10.** Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			zone nodale	zone de recouvrement
Principale	35 × 45	7,875	63	94,5
Secondaire	35 × 40	7	56	84

**V.3.3. Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.11.** Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V
RDC	170,8	-180,46	210,8	147,62	149,81	208
Les étages courants	168,34	-185,59	290,17	180,93	-186,33	347,6
Terrasse inaccessible	46,155	-102,61	145,94	61,51	-100,96	89,148

**V.3.4. Ferrailage des poutres**

**a. Armatures longitudinales**

**a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)**

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35×45) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_a = -180,46 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(ELA) \\ M_t = 170,8 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(ELA) \end{cases}$$

• **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{180,46 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,185 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,185 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,185}) = 0,257 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,376m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{180,8 \times 10^{-3}}{0,376 \times 348} \times 10^4 = 11,99cm^2$$

• Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{170,8 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,149 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,149 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,149}) = 0,202 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,385m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{170,8 \times 10^{-3}}{0,385 \times 348} \times 10^4 = 11,09cm^2$$

Le ferrailage des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau.12.** Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
RDC	PP	35×45	Appui	11,09	7,875	12,06	6HA16
			Travée	11,99		12,06	6HA16.
	PS	35×40	Appuis	9,3	7	10,65	3HA14+3HA16
			Travée	9,5		10,65	3HA14+3HA16
Les étages courants	PP	35×45	Appuis	10,6	7,875	10,65	3HA14+3HA16
			Travée	11,9		12,06	6HA16
	PS	35×40	Appuis	11,5	7	12,06	6HA16.
			Travée	11,8		12,06	6HA16.
Terrasse inaccessible	PP	35×45	Appuis	3,2	7,875	8,01	3HA12+3HA14.
			Travée	7,5		8,01	3HA14+ 3HA12
	PS	35×40	Appuis	5	7	8,01	3HA12+3HA14.
			Travée	7,8		8,01	3HA14+3HA12

a. Les armatures transversales

➤ Diamètre des armatures transversales

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min\left(1,2 ; \frac{45}{35} ; \frac{35}{10}\right)cm = \min(1,2 ; 1,28 ; 3,5)cm$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1,2 ; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right)cm = \min(1,2 ; 1,14 ; 3,5)cm$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$  (un cadre et un étrier) Ø8.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** :  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30cm\right)$ .
  - Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(11,25cm ; 14,4cm ; 30cm)$  Soit : **S<sub>t</sub>=10 cm**
  - Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(8,75cm; 14.4cm, 30cm)$  Soit : **S<sub>t</sub>=8 cm**
- **Zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$ 
  - Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow$  Soit : **S<sub>t</sub>=15cm**
  - Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$  Soit : **S<sub>t</sub>=15cm**

**1) Vérifications des armatures transversales**

\* Pour les poutres principales:

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575cm^2$$

\* Pour les poutres secondaires :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575cm^2$$

$A_t = 2,01 cm^2 > A_{t \min} = 1,575 cm^2$  condition vérifiée pour toutes les poutres.

❖ **Verification à l'ELU**

**1) Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,77cm^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56cm^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{min} < A_{cal}$  ; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**2) Vérification des contraintes tangentielles**

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

**Tableau V.13.** Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
<i>Principales</i>	290,17	2,047	3,33	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	347,6	2,76	3,33	<i>Vérifiée</i>

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car  $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ .

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ En appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  BAEL91 (Art IV.1)

➤ En appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$  BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14.** Vérification au cisaillement.

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Vu(MN)	$M_a$ (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
<i>Principales</i>	12,06	290,17	-185,6	8,33	-5,77	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	12,06	347,6	-186,33	9,98	-6,17	<i>Vérifiée</i>

❖ **Vérification à l'ELS**

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.



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

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15.** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$y$ (cm)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Vérification
Principales	Appui	-87,41	16,6	165480,03	8,76	15	Vérifiée
	Travée	43,45	12,91	94405,96	5,94	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-74,17	15,86	108991,81	9,43	15	Vérifié
	Travée	45,31	11,3	74299,40	6,9	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**
- D'après le **CBA93** et **BAEL91/99**, la vérification de la flèche est inutile si les

$$\text{conditions suivantes sont satisfaites : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{516} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,031 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12,06 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,42} = 0,0082 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{465} = 0,075 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,075 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,065 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12,06 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,37} = 0,0097 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**V.3.5 Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-à-dire :  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ .....RPA99/2003(art7.6.2)

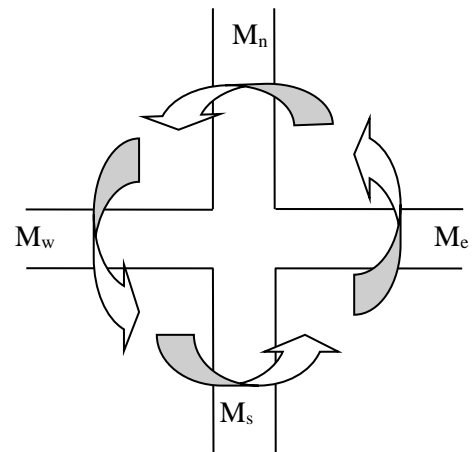
Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

$M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

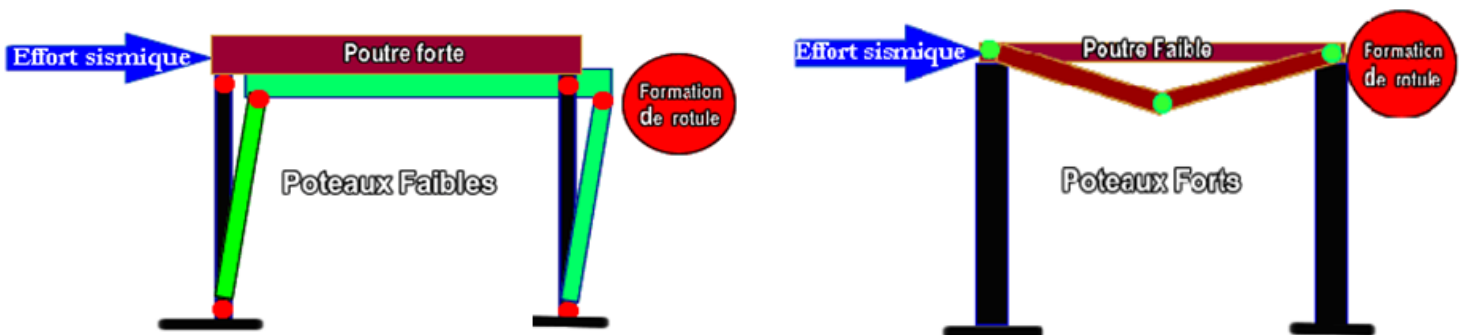
$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.



**Figure V. 6.** Les moments dans la zone nodale

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.



**Figure VI.7.** Formation de rotules plastique

**V.3.5.1 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.

- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z=0,9 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau V.16.** Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	Mr (KN.m)
Sous-sol	0,60	0,54	26,51	348	498,176
RDC	0,60	0,495	26,51	348	456,661
Etage 1	0,55	0,495	24,63	348	424,276
Etages 2	0,55	0,495	24,63	348	424,276
Etages 3	0,55	0,495	22,99	348	396,026
Etages 4	0,55	0,495	22,99	348	396,026
Etages 5	0,5	0,45	21,37	348	334,654
Etages 6	0,5	0,45	21,37	348	334,654
Etages 7	0,5	0,45	18,1	348	283,446
Etages 8	0,5	0,45	18,1	348	283,446
Niveau 9	0,45	0,405	18,1	348	255,101

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.17.** Moments résistants dans les poutres.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	Mr (KN.m)
Sous-sol	0,45	0,405	12,06	348	169,974
RDC	0,45	0,405	12,06	348	169,974
Etage 1	0,45	0,405	12,06	348	169,974
Etage 2	0,45	0,405	12,06	348	169,974
Etages 3	0,45	0,405	12,06	348	169,974
Etages 3	0,45	0,405	12,06	348	169,974
Etages 4	0,45	0,405	12,06	348	169,974
Etages 5	0,45	0,405	12,06	348	169,974
Etages 6	0,45	0,405	12,06	348	169,974

<i>Etages 7</i>	0,45	0,405	12,06	348	169,974
<i>Etages 8</i>	0,45	0,405	12,06	348	169,974
<i>Niveau 9</i>	0,45	0,405	8,01	348	112,893

**V.3.5.2 Vérification**

Les résultats des vérifications de la condition  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$  sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.18.** Vérification de la zone nodale

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	1.25 ( $M_W+M_E$ )	Observation
<i>Sous-sol</i>	456,661	498,176	954,837	169,974	169,974	424,935	<i>Vérifiée</i>
<i>RDC</i>	456,661	456,661	913,322	169,974	169,974	424,935	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	424,276	424,276	848,552	169,974	169,974	424,935	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	424,276	424,276	848,552	169,974	169,974	424,935	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	396,026	396,026	792,052	169,974	169,974	424,935	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	396,026	396,026	792,052	169,974	169,974	424,935	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	334,654	334,654	669,308	169,974	169,974	424,935	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	334,654	334,654	669,308	169,974	169,974	424,935	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	283,446	283,446	566,892	169,974	169,974	424,935	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	283,446	283,446	566,892	169,974	169,974	424,935	<i>Vérifiée</i>

**Interprétation des résultats**

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC

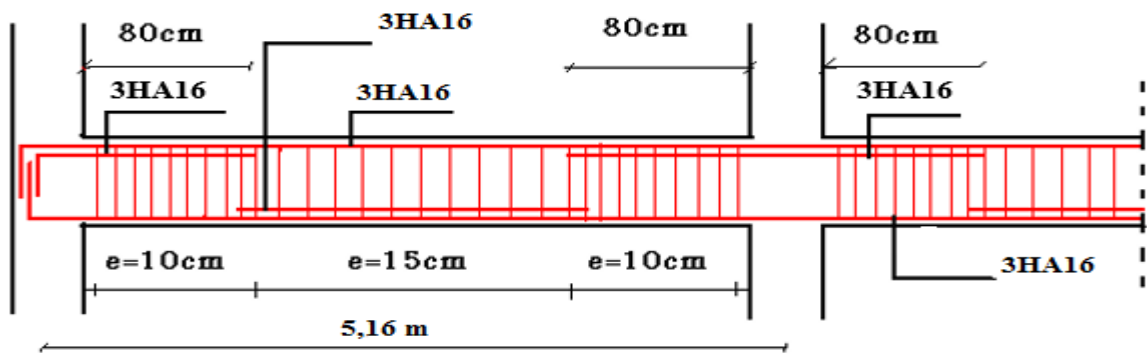


Figure V.8. Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

Sachant que : Le recouvrement des barres sup seront aux travées.  
 Le recouvrement des barres inf seront aux appuis.

Coupe de schéma de ferrailage de poutre principale de RDC (35× 45):

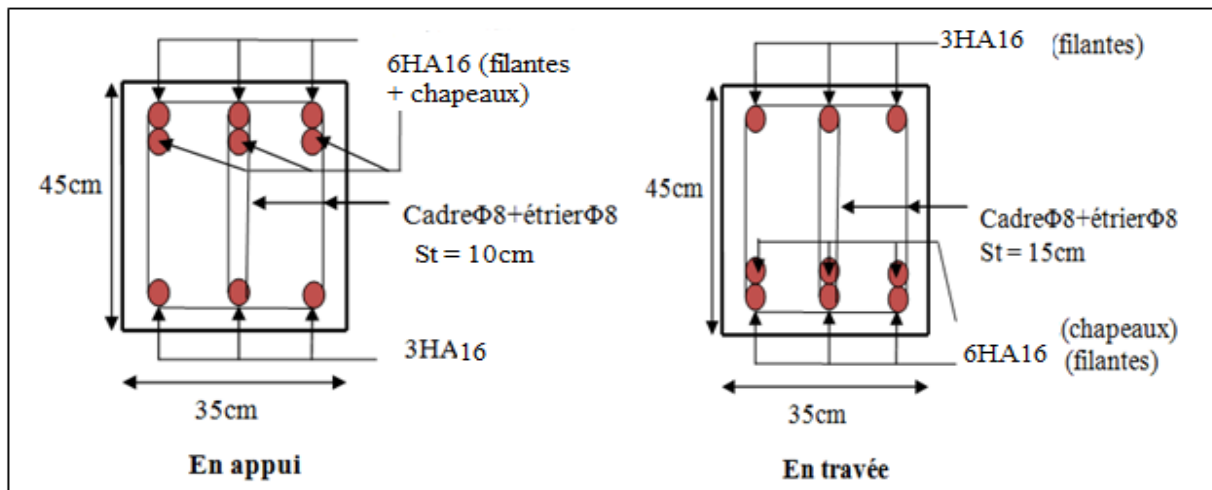


Figure V.9.Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale.

#### V.4 Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), 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 combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$\begin{aligned}
 & * 1.35G + 1.5Q & ; & G + Q \\
 & * G + Q \pm E & ; & 0.8G \pm E
 \end{aligned}$$

## V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003(art 7.7.4.1)

## 1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓  $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$  avec  $L_t$ : longueur de la zone tendue ;  $e$  : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

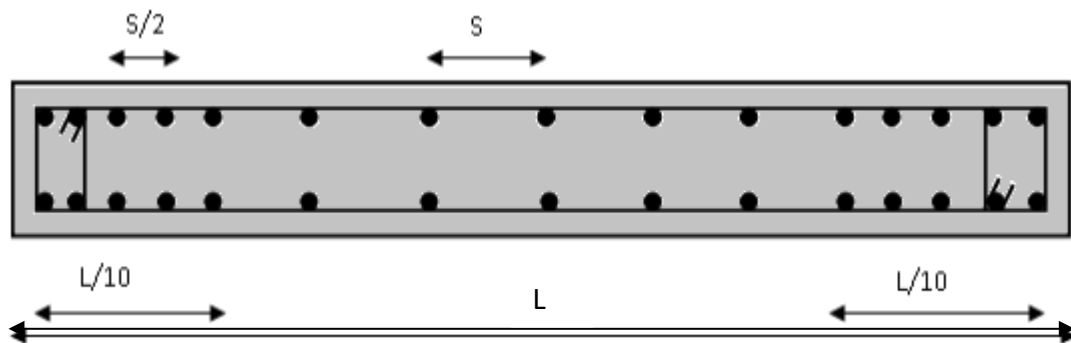


Figure V.10. Disposition des armatures verticales

## 2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à :  $10 \times \phi$

## 3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

## 4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$  avec  $V=1,4V_u$

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
  - $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$  dans la zone extrême de voile.
  - $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$  dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- L'espacement  $S_t = \min(1.5 \times e ; 30cm)$  avec  $e$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $m^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

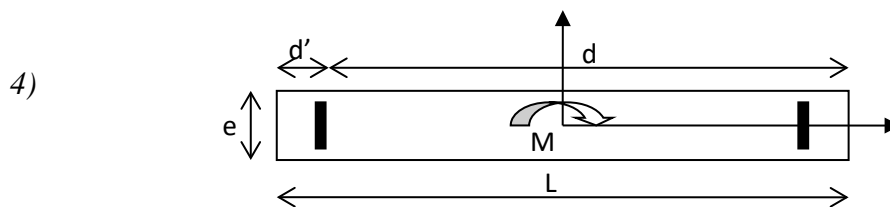


Figure V.11. Schéma d'un voile plein

- 5) Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section ( $e \times l$ )

$A_v^{min}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile ( $A_v^{min} = 0,15\% \times e \times l$ )

- $A_v^{min} / ten$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ( $A_v^{min} / ten = 0,2\% \times e \times L_t$ )
- $A_v^{min} / comp$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée  
( $A_v^{min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c$ )
- $A_v^{cal}$  : section d'armature calculée dans l'élément.
- $A_v^{adop}$  : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $S_t$  : espacement.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$  : section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{calc}$  : section d'armature horizontale calculée
- $A_h^{adop}$  : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- $N^{bre}$  : nombre de barre adoptée par espacement

**V.4.3. Calcul des sollicitations**

- Sens x-x' :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.19.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_x=1,65m$ .

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Sous-sol+RDC	1716,99	11,2	1019,5	1493,5	-236,61	-1094,74	338,74
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1107,37	2,85	324,54	1018,98	280,77	-261,07	254,22
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	842,4	277,93	299,93	-742,4	100,98	-154,2	244,3
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	658,07	191,84	201,84	-658,07	-22,18	-63,28	181,86
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	393,71	133,56	141,64	-268,34	-108,98	-36,6	131,13

**Tableau V.20.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_x = 2 m$

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Sous-sol+RDC	2272,47	1633,5	1742,01	-320,4	-571,10	-1733,5	453,09



1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1316,94	12,78	447,77	-1059,68	448,05	-306,59	281,85
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	1043,54	52,53	312,81	-1038,72	150,55	-174,92	249,64
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	-930,64	202,4	220,42	-730,64	-13,96	-90,8	183,48
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	560,657	140,8	160,80	480,8	-136,72	-70,22	78,33
9 <sup>ème</sup> étage	354,75	161,7	181,72	-284,75	-137,64	-93,05	106,20

- Sens y-y' :

**Tableau V.21.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_y=1,15$  m

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Sous-sol+RDC	1480,18	1,23	412,77	-32,50	-201,2	-6,98	193,99
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	778,28	-63,94	171,52	642,6	52,50	43,50	174,63
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	584,45	-40,31	110,02	199,55	127,61	15,70	169,87
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	434,40	-129,74	-129,74	434,40	25,4	38,03	46,06
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	303,98	-82,84	-82,84	303,98	-48,09	-8,83	103,59
9 <sup>ème</sup> étage	120,40	-28,66	-53,62	46,69	-57,54	-23,00	61,88

**Tableau V.22.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_y=2$  m

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Sous-sol+RDC	-2284,12	1580,01	1580,01	2284,12	-154,97	1465,33	393,5
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1556,9	73,5	345,26	989,96	436,8	96,39	218,10
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	1204,9	105,9	237,2	587,9	223,9	192,1	182,5
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	925,5	-44,48	197,2	321,2	21,9	151,9	166,2
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	608,12	26,9	195,5	-39,14	-87,94	160,87	148,8

**Tableau V.23.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_y = 2,15$  m

Niveau	$N_{max}$ et $M_{corres}$		$M_{max}$ et $N_{corres}$		$N_{min}$ et $M_{corres}$		$V_u$ (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
<i>Sous-sol+RDC</i>	2731,19	1744,54	1200,31	-80,71	-323,9	1133,4	530,17
<i>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage</i>	329,54	-334,78	-334,78	329,54	49,035	-50,50	72,41
<i>3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage</i>	1043,57	52,53	301,01	842,99	80,52	-81,62	243,24
<i>5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage</i>	202,84	-205,7	-205,7	202,84	51,65	-52,60	38,019
<i>7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage</i>	134,766	-136,5	-136,5	134,76	8,65	-9,66	15,78
<i>9<sup>ème</sup> étage</i>	72,51	-73,38	-73,38	72,51	-20,33	20,38	27,90

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Sens x-x' :**

**Tableau V.24.** Ferrailage du voile  $V_x = 2$  m

Niveau	Sous-sol +RDC	1,2 <sup>ème</sup> Etage	3, 4 <sup>ème</sup> Etage	5, 6 <sup>ème</sup> Etage	7, 8 <sup>ème</sup> Etage	9 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	200×20	200×15	200×15	200×15	200×15	200×15
M(KN.m)	1742,01	-306,59	312,81	202,4	-70,22	-93,05
N(KN)	-320,4	448,05	1038,72	930,64	-136,72	-137,64
V(KN)	453,09	281,85	73,719	63,432	54,57	39,601
$\tau$ (MPa)	1,76	1,46	0,76	0,66	0,57	0,41
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	27,49	12,46	0	0	0,82	0,54
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6	4,5	2,25	2,25	2,25	2,25
$L_t$	0,94	0,51	0,1	0,35	0,35	0,51
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	3,75	2,05	0,29	1,05	1,05	1,52

$A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> )	28,09	13,57	6,03	6,03	6,03	6,03
$N^{bre}$ /par face	<b>6HA14+</b> <b>6HA20</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA8</b>	<b>12HA8</b>	<b>12HA8</b>	<b>12HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2,2	1,37	0,72	0,62	0,53	0,39
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,47	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.25. Ferrailage du voile  $V_x=1,65$  m

Niveau	Sous-sol +RDC	1,2 <sup>ème</sup> Etage	3, 4 <sup>ème</sup> Etage	5, 6 <sup>ème</sup> Etage	7, 8 <sup>ème</sup> Etage
Section (cm <sup>2</sup> )	165×20	165×15	165×15	165×15	165×15
M(KN.m)	1716,99	324,54	-154,2	191,84	-36,6
N(KN)	1011,2	1018,98	100,98	658,07	-108,98
V(KN)	453,09	254,22	244,3	181,86	131,13
$\tau$ (MPa)	2,14	1,60	1,54	1,14	0,82
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	11,58	0	0	0	0,82
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5,4	3,71	3,71	3,71	3,71
$A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> )	13,35	5,03	5,03	5,03	5,03
$N^{bre}$ /par face	<b>5HA12+</b> <b>5 HA14</b>	<b>10HA8</b>	<b>10HA 8</b>	<b>10HA8</b>	<b>10HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2,68	1,50	1,44	1,07	0,77
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	3,14	1,57	1,57	1,57	1,01
$N^{bre}$ /par Plan	4HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

- Sens y-y' :

Tableau V.26. Ferrailage du voile  $V_y=1,15$  m

Niveau	Sous-sol +RDC	1,2 <sup>ème</sup> Etage	3, 4 <sup>ème</sup> Etage	5, 6 <sup>ème</sup> Etage	7, 8 <sup>ème</sup> Etage	9 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	115×20	115×15	115×15	115×15	115×15	115×15
M(KN.m)	412,77	-63,94	110,02	38,0	-8,83	-23,00
N(KN)	-32,50	778,28	199,55	25,4	-48,09	-57,54
V(KN)	193,99	174,63	169,87	46,06	159,797	61,88
$\tau$ (MPa)	1,75	1,57	1,53	1,32	0,93	0,56
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	10,14	0	1,002	0,77	0,42	0,21
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2,59	2,59	2,59	2,59	2,59	2,59
$A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> )	10,18	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
$N^{bre}$ /par face	<b>9HA12</b>	<b>9HA8</b>	<b>9HA8</b>	<b>9HA8</b>	<b>9HA8</b>	<b>9HA8</b>
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,65	1,48	1,44	1,23	0,88	0,52
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	1,57	1,57	1,57	1,01	1,01
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.27. Ferrailage du voile  $V_y=2$  m

Niveau	Sous-sol + RDC	1,2 <sup>ème</sup> Etage	3, 4 <sup>ème</sup> Etage	5, 6 <sup>ème</sup> Etage	7, 8 <sup>ème</sup> Etage
Section (cm <sup>2</sup> )	200×20	200×15	200×15	200×15	200×15
M(KN.m)	1465,33	73,5	192,1	151,9	160,87
N(KN)	-154,87	1556,9	223,9	21,9	-87,94

V(KN)	393,5	218,1	182,5	166,2	148,8
$\tau$ (MPa)	2,04	0,85	0,95	0,86	0,77
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	21,08	20,94	3,16	1,94	3,19
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6	6	4,5	4,5	4,5
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	2,89	3,43	1,84	2,86	2,45
$A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> )	21,3	21,3	6,03	6,03	6,03
$N^{bre}$ /par face	<b>6HA14+</b> <b>6HA16</b>	<b>6HA14+</b> <b>6HA16</b>	<b>12HA8</b>	<b>12HA8</b>	<b>12HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,81	1,06	0,89	0,81	0,72
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	1,57	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.28. Ferrailage du voile  $V_y=2,15$  m

Niveau	Sous-sol +RDC	1,2 <sup>ème</sup> Etage	3, 4 <sup>ème</sup> Etage	5, 6 <sup>ème</sup> Etage	7, 8 <sup>ème</sup> Etage	9 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	215×20	215×15	215×15	215×15	214×15	215×15
M (KN.m)	2200,13	-334,78	-81,62	-205,7	-136,5	-20,33
N (KN)	-80,71	329,54	80,52	202,84	134,766	20,38
V (KN)	530,17	72,416	243,24	38,019	15,78	27,90
$\tau$ (MPa)	1,92	0,36	1,17	0,18	0,08	0,13
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	27,38	20,37	9,86	0	0	0,50
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6,45	4,84	4,84	4,84	4,84	4,84
$A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> )	29,25	21,49	14,92	9,55	9,55	9,55
$N^{bre}$ /par face	<b>19HA14</b>	<b>19HA12</b>	<b>19HA10</b>	<b>19HA8</b>	<b>19HA8</b>	<b>19HA8</b>

$S_t(\text{cm})$	11	11	11	11	11	11
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	2,4	1,04	1,1	0,17	0,07	0,13
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	2,26	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
$N^{bre} / \text{par Plan}$	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t (\text{cm})$	20	20	20	20	20	20

V.4.5. Exemples de schéma de ferrailage d'un voile  $V_x = 1,15 \text{ m}$  (SOUS-SOL)

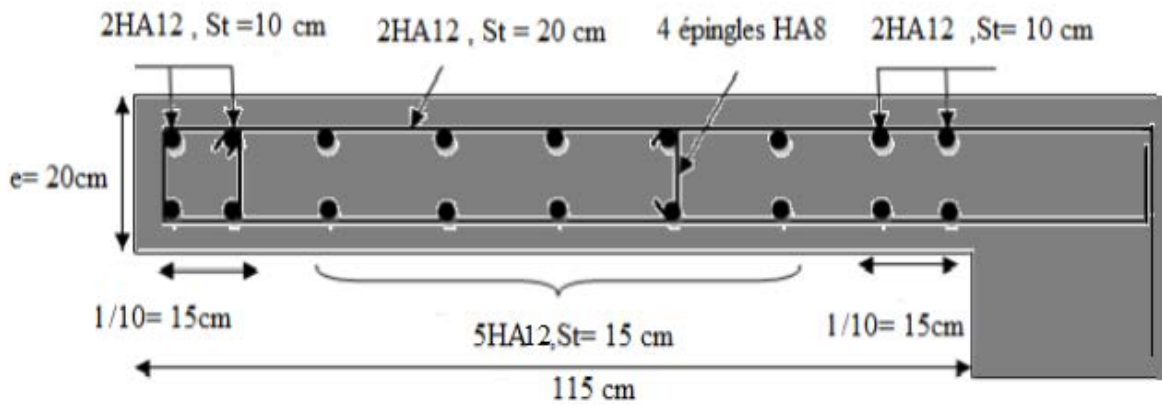


Figure V.12. Schéma de ferrailage du voile  $V_y = 1,15 \text{ m}$  (Sous-sol)

V. 5 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V14. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V14.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

### **VI .1. Introduction**

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

### **VI .2. Combinaisons de calcul**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E \qquad 0,8G \pm E$$

#### **• Reconnaissance du sol**

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,6 bar pour une profondeur d'ancrage de 3,4 m.

### **VI .3. Choix du type de fondation**

#### **• Vérification de la semelle isolée**

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V14.  $N = 3123,64 \text{ KN}$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,08 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

$a, b$  : dimensions du poteau à la base.

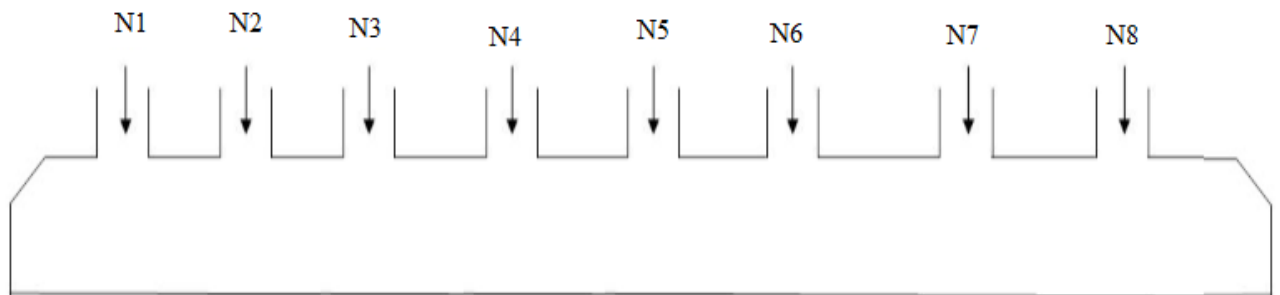
On remplace  $A$  dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,60}{0,55} \times \frac{3,12364}{0,108}} \Rightarrow B \geq 5,61 \text{ m}$$

$L_{\min}$ (entre axe de poteaux) = 3,55 m , on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

- **Vérification de la semelle filante**

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.



**Figure VI.1. Semelle filante**

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$  : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1287,87 \text{ KN} ; N_5 = 2019,97 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1733,25 \text{ KN} ; N_6 = 2176,08 \text{ KN}$$

$$N_3 = 2002,32 \text{ KN} ; N_7 = 1616,63 \text{ KN}$$

$$N_4 = 2012,88 \text{ KN} ; N_8 = 242,72 \text{ KN}$$



$$\sum_{i=1}^8 N_i = 13091,72 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{13091,72}{108 \times 32,22} = 3,76 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3,7 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

- **Radier général**

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

- **Caractéristiques géométriques du radier**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5,16\text{m}$ )

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{516}{20} = 25,80 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{516}{10} = 51,6 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

$L_e$  : c'est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

**K** : coefficient de raideur du sol  $K=4 \times 10^4$  KN/m<sup>3</sup> (sol moyen);

**E** : module d'élasticité du béton :  $E = 3,216 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup> ;

**b** : largeur de la semelle ;

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$ , inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,16^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 75 \text{ cm}$$

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

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,8^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,42 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5,16 \leq \frac{\pi}{2} 3,26 = 5,38 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{59118,331}{108} = 547,4 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} \leq S_{bat} \text{ Donc, on peut prendre } S_{rad} = S_{bat} = 646,13 \text{ m}^2$$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure  $h_t = 80 \text{ cm}$  ;

Hauteur de la table du radier  $h_r = 30 \text{ cm}$  ;

Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$ .

La surface du radier  $S_{rad} = 646,13 \text{ m}^2$

• **Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,108 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 51782,42 \text{ m}^4 \quad ; \quad X_G = 10,79 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 23101,12 \text{ m}^4 \quad ; \quad Y_G = 16,27 \text{ m}$$

**Remarque :**

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 59,118331 \text{ MN} ; M_x = 53,87 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 51782,42 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{59,118}{646,13} + \frac{53,87}{51782,42} 16,2 = 0,108 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{59,118}{646,13} - \frac{53,87}{51782,42} 16,2 = 0,074 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,108 + 0,074}{4} = 0,0995 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,108 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 59,118331 \text{ MN} ; M_y = 67,73 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 23101,12 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{59,118}{646,13} + \frac{67,73}{23101,12} \times 10,79 = 0,123 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{59,118}{646,13} - \frac{67,73}{23101,12} \times 10,79 = 0,059 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,123 + 0,059}{4} = 0,107 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,108 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

**Remarque**

Les contraintes dans le sol sont vérifiées dans les deux sens, On opte pour  $S_{radier} = S_{bâtiment}$ .

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 81323,157 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{81323,157 \times 5,16}{2 \times 646,13} = 324,72 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{324,72 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,12 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55×60) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,60 + 0,80 = 1,40 \\ B = b + h_t = 0,55 + 0,80 = 1,35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow N_d &= 3,12364 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,50 \times 0,80 \times \frac{25}{1,5} \\ &= 3,30 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 646,13 \text{ m}^2$  (surface du radier).
- $H = 3,20 \text{ m}$  (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 59118,331 \text{ KN} > 1,15 \times 3,20 \times 646,13 \times 10 = 23777,584 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

• **Ferraillage du radier général**

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable pour une section ( $b \times h$ ) =

(1×0.30) m<sup>2</sup> et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

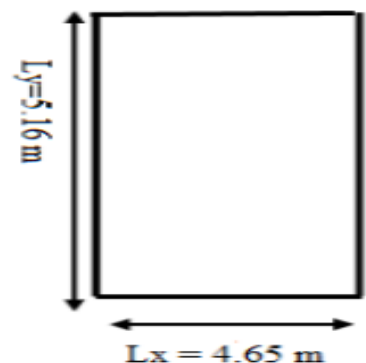


Figure VI.2. Dalle sur 4 appuis

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN / m}^2$$

$G_0$  : poids propre du radier

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{81323,157}{646,13} + 1,35 \times 7,5 \Rightarrow q_u = 135,98 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{59118,331}{646,13} + 7,5 = 98,99 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4,65 \text{ m}$$

$$L_y = 5,16 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,35}{4,86} = 0,89 > 0,4$$

$\Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0466 \times 135,98 \times 4,65^2 \\ M_{0y} = 0,7635 \times 137,01 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 137,01 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 104,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

**A l'ELU :**

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 116,45 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 88,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -68,50 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times M_y = -52,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**A l'ELS :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,5358 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0537 \times 98,99 \times 4,65^2 = 114,94 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0,5358 \times 114,94 = 61,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 97,70 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 52,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis  $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -57.47 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_y = -30.79 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0,30) \text{ m}^2$

➤ Calcul de  $A_{\min}$

$$\left. \begin{matrix} e > 12\text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.89}{2} \right) \times 100 \times 30 = 2,53 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Espacement des armatures

Pour les deux sens :  $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Ferrailage du radier

Position	Sens	$M_u$ KN.m	$A_{\text{Cal}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{Choisit}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ (cm)
En travée	Selon x	114,94	9.23	2,53	6HA14=9.24	15
	Selon y	88.91	7.07	2,4	5HA14=7.70	20
En appuis	Selon x-y	68.50	5.42	2,53	5HA12=5.65	20

➤ Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes

Tableau VI.2 Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	Sens	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma'_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\sigma'_{st}$ (Mpa)	Observation
En travée	X-X	98,68	5.25	15	282,49	201,633	Non vérifiée
	Y-Y	96,83	3.74	15	198.32	201,633	vérifiée
En appuis	X-Y	58,05	3.81	15	305.82	201,633	Non vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	A <sub>ELU</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>SER</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	98,68	12,06	16,89	8HA16=16.08	12
	Selon y	96,83	10,04	14,75	5HA14=7.7	20
En appui	Selon x	58,05	7,70	9,76	6HA14=9.24	15

❖ Vérification des espacements

Selon x-x:  $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y:  $S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

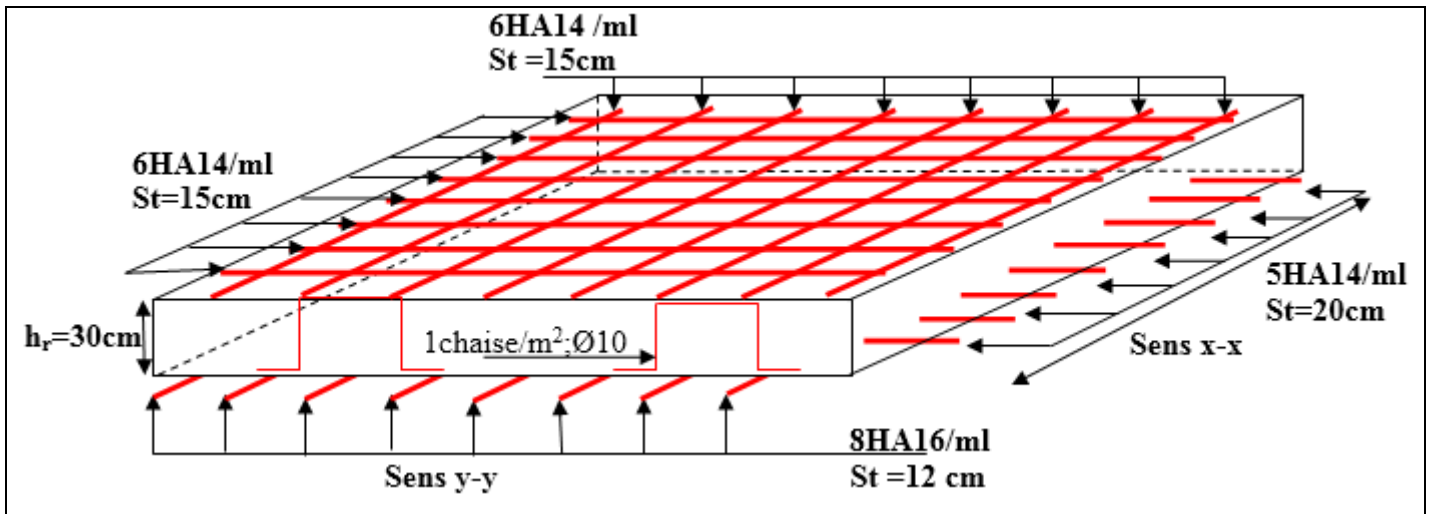


Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier

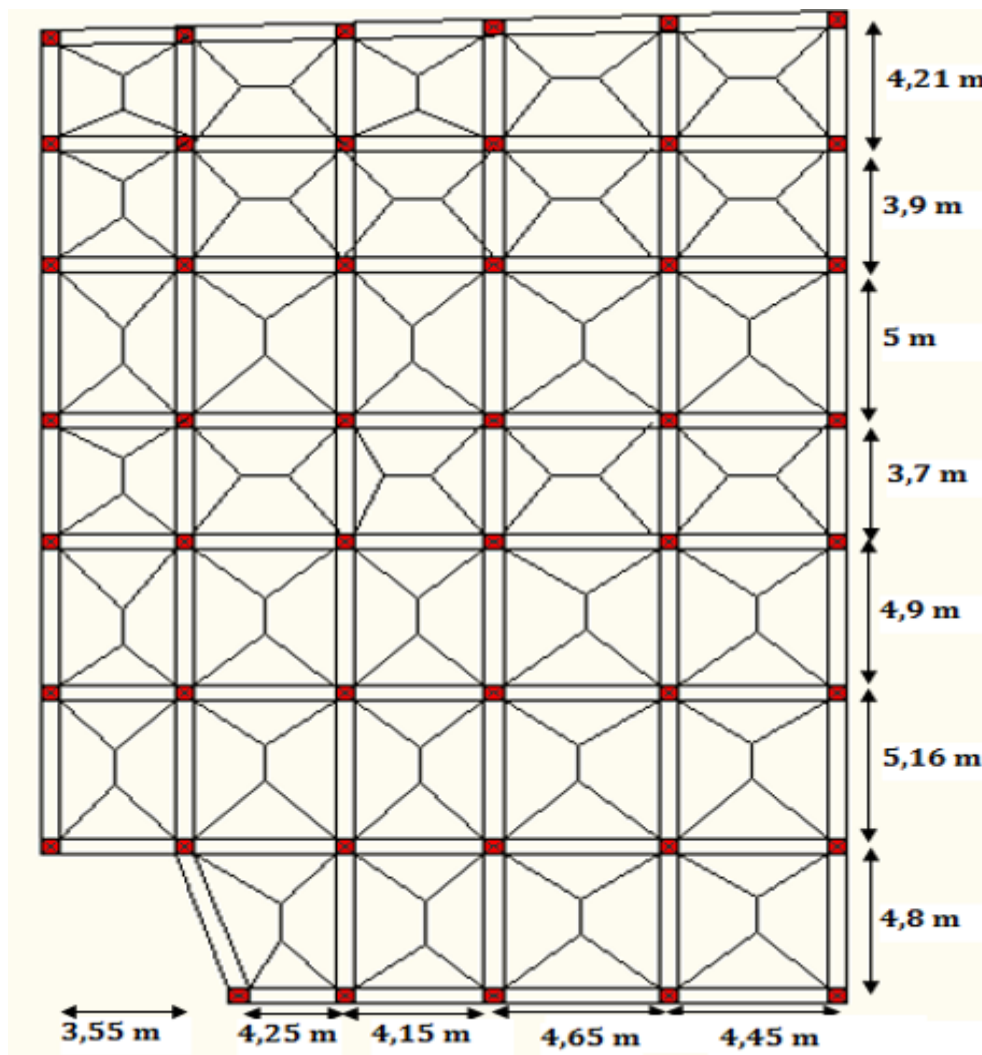
VI .4. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicite par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport  $\rho = l_x / l_y > 0.4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable.  $l_{max} = 5.16m$

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :



**Figure VI.4.** Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ **Charges triangulaires**



$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$  : dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \quad : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

**Remarque :**

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$ : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ **Calcul des sollicitations**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot. Le calcul des nervures se fait de la même manière que les poutrelles (ferraillé en flexion simple).

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$  Avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moments en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left( \frac{x}{l} \right)$$

Avec ;  $M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l-x)$  et  $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicitée.

✓ Sens X-X

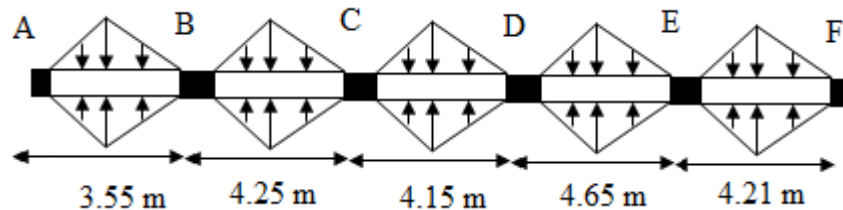


Figure VI.5. Schéma statique de la nervure selon X-X

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Sens	Travée	L (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)
X-X	AB	3,55	321,82	0	-571,23	1,20	261,58
	BC	4,25	385,28	-571,23	-542,08	2,14	313,29
	CD	4,15	376,21	-542,08	-528,95	2,08	274,40
	DE	4,65	421,57	-528,95	-604,85	2,28	572,84
	EF	4,45	403,41	-604,85	0	2,56	719,73

Tableau VI.5. Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	719,04	-604,85
Effort tranchant (KN)	809,12	

✓ Sens Y-Y

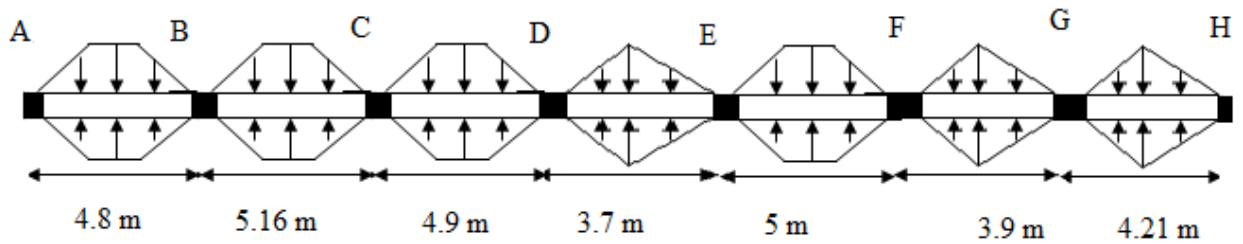


Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Sens	Travée	$L$ (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)
Y-Y	AB	4,80	409,46	0	-1004,34	1,57	357,40
	BC	5,16	470,42	-1004,34	-994,41	2,65	332,26
	CD	4,90	461,37	-994,41	-737,18	2,57	375,71
	DE	3,70	251,56	-737,18	-550,64	1,99	-30,12
	EF	5,00	466,26	-550,64	-564,90	2,50	742,60
	FG	3,90	265,16	-564,9	-565,4	1,95	107,01
	GH	4,21	286,23	-565,4	0	2,46	586,50

Tableau VI.7. Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	742,60	-1004,34
Effort tranchant (KN)	1307,10	

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b**

On a :

$h = 0,80 \text{ m}; h_0 = 0,35 \text{ m}$

$b_0 = 0,60 \text{ m}; d = 0,75 \text{ m}$

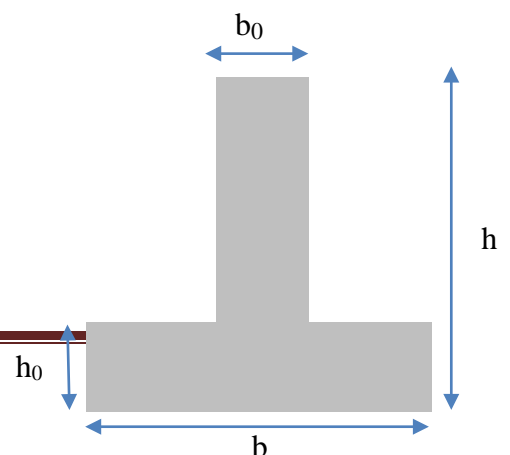


Figure VI.7. Schéma des nervures

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x; b \leq \min\left(\frac{2,95}{10}; \frac{4,05}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,19m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; b \leq \min\left(\frac{3,1}{10}; \frac{4,56}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,22m.$$

**Remarque :** Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b<sub>0</sub>×h).

Mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant

**Tableau VI.8.** Résumé des résultats du ferrailage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	719,04	28,67	10,77	30,91	6HA20+6HA16
	Appui	-604,85	24,86	5,43	26,39	2HA20+10HA16
Y-Y	Travée	742,60	29,62	11,04	30,91	6HA20+6HA16
	Appui	-1004,34	44,13	5,43	48,30	6HA25+6HA20

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 22,85; 6)mm$$

Soit  $\phi_t = 6\text{ mm}$  et  $A_{trans} = 4\phi_8 = 2.01\text{ cm}^2$  (2 cadres  $\phi_8$ )

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15\text{ cm}$ .

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5\text{ MPa}$$

**Selon le Sens (x):**  $\tau_u = \frac{809,12 \times 10^{-3}}{1,19 \times 0,75} = 0,906\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Selon le Sens (y):**  $\tau_u = \frac{1307,10 \times 10^{-3}}{1,22 \times 0,75} = 1,48\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ **Vérification des contraintes**

**Tableau VI.9.** Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
X-X	Travée	503,57	24,01	1931664,95	5,47<15	Vérifiée	240,9>201,63	N.Vérifiée
	Appui	-440,01	20,72	1462815,87	6,23<15	Vérifiée	244,87>201,63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	643,17	22,13	1657273,92	8,59<15	Vérifiée	307,91>201,63	N.Vérifiée
	Appui	-928,27	26,5	2324525,76	10,58<15	Vérifiée	290,47>201,63	N.Vérifiée

**Remarque**

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS

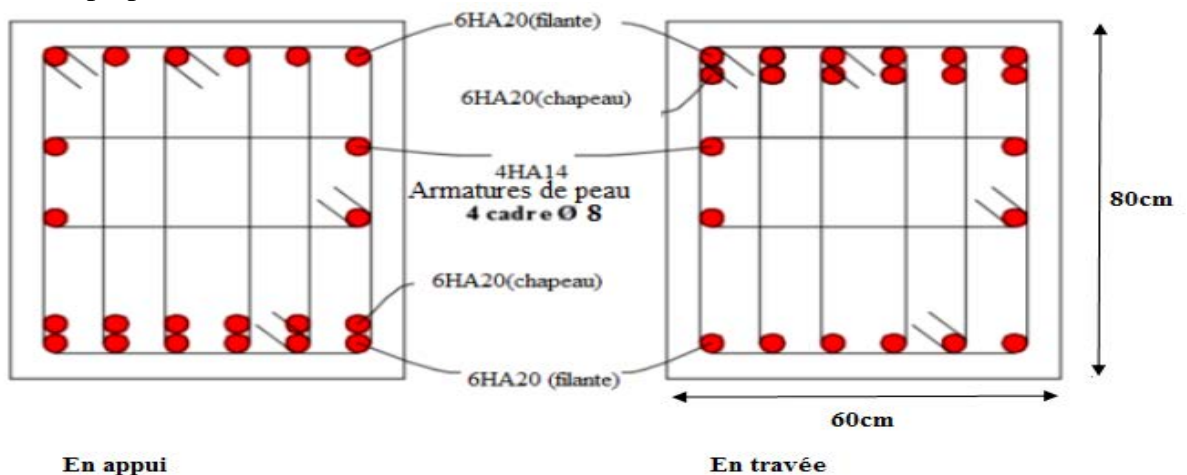
**Tableau VI.10.** Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$A_{cal}$ ( $cm^2 / ml$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2 / ml$ )	Nbre de barres	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)
X-X	Travée	503,57	28,67	37,7	12HA20	6,26	199,37
	Appui	-440,01	24,86	37,7	12HA20	5,47	174,21
Y-Y	Travée	643,17	29,62	48,30	6HA25+6HA20	7,33	201,26
	Appui	-928,27	44,13	77,70	6HA25+6HA32	9,07	185,46

**Remarque**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.



Donc,  $A_p = 3 \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2$ .

Soit : 2HA14 = 3,08  $\text{cm}^2$  par face.

✓ Schéma de ferrailage des nervures

Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

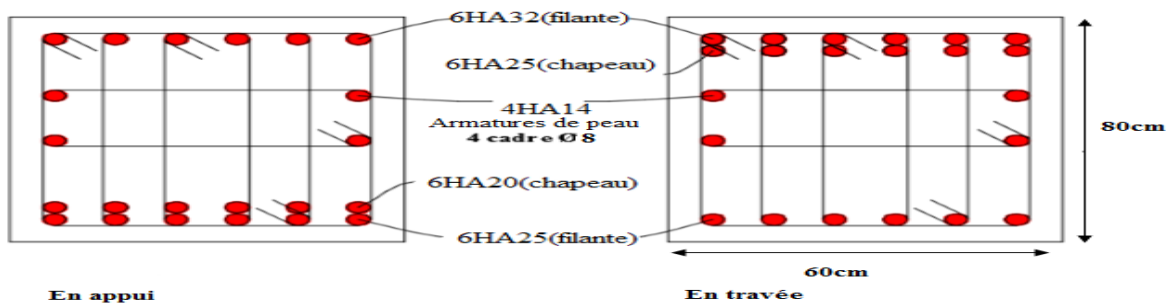


Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

### VI.5. Voiles périphériques

#### Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante

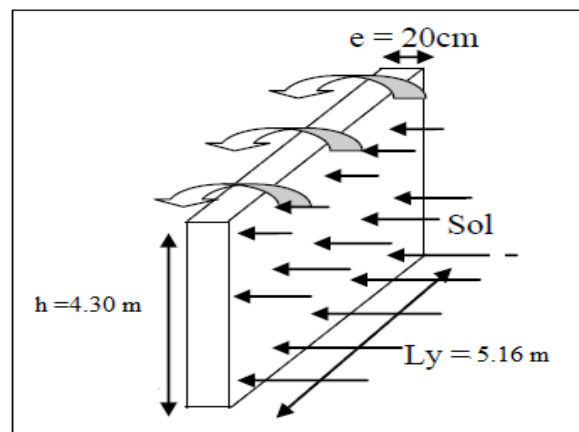


Figure VI.10. : Schéma du mur périphérique

#### Caractéristiques des voiles

- Hauteur :  $h=4,30$  m.
- Epaisseur :  $e=20$  cm.

#### Caractéristiques du sol

- Poids spécifique :  $\gamma = 9,5$  KN/m<sup>3</sup>
- Angle de frottement :  $\varphi = 13^\circ$
-

- Cohésion :  $C=0.3 \text{ KN/m}^2$  ( Le cas le plus défavorable )

**Méthode de calcul**

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10 \text{ KN/m}^2$ .

**Sollicitations**

**a) Poussée des terres**

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi - \phi}{4} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi - \phi}{4} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi - \phi}{4} \right) = 9,5 \times 4,30 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{13}{2} \right) = 25,84 \text{ KN/m}^2$$

**b) Charge due à la surcharge**

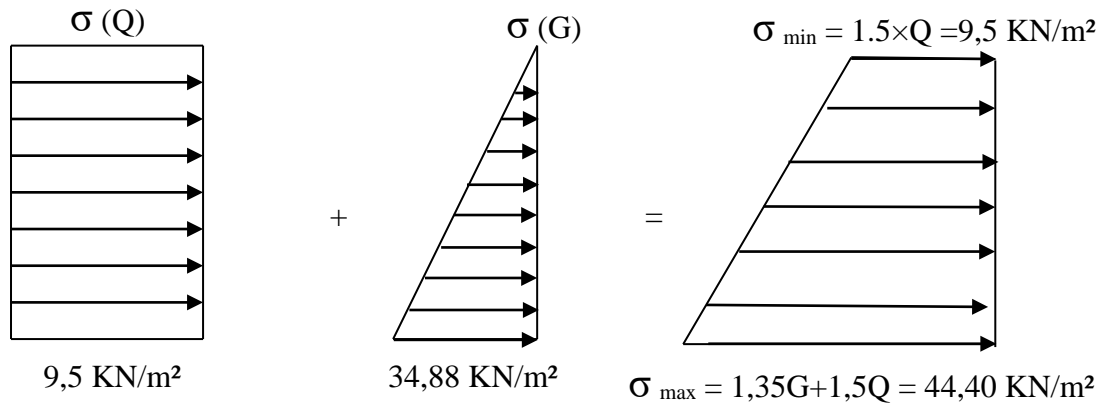
$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi - \phi}{4} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{13}{2} \right) = 6,33 \text{ KN/m}^2$$

**Ferraillage**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

**Calcul à l'ELU**

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 33,7 \text{ KN/m.}$$



**Figure VI.11.** Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 4,30 \text{ m}; \quad L_y = 5,16 \text{ m}; \quad e = 20 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 35,68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 35,68 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,83 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,6494 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0528 \times 35,68 \times 4,3^2 = 34,83 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,6494 \times 34,83 = 22,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 29,60 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 19,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui**

$$M_{ap} = -0,5 \times M_x = -17,41 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :  
 Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :  
 Avec :  $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

**Tableau VI.11.** Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	29,6	0,06	0,083	0,170	4,89	2	5HA12 = 5,65
	Y-Y	19,22	0,042	0,054	0,176	3,14	2	4HA10 = 3,14
Appui		- 17,41	0,038	0,048	0,176	2,83	2	4HA10 = 3,14

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,83 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,83) 100 \times 20 = 1,736 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{35,68 \times 4,30}{2} \times \frac{5,16^4}{4,30^4 + 5,16^4} = 51,75 \text{ KN}$$



$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{35,68 \times 5,16}{2} \times \frac{4,30^4}{4,30^4 + 5,16^4} = 64,98 \text{KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{MPa}.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{51,75 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,30 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{uy} = \frac{64,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,038 < 2,5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,83 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0956 \\ \mu_y = 0,7518 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 32,17 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 6,327 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 32,17 + 6,327}{4} = 25,70 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 25,70 \text{KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0956 \times 25,70 \times 4,30^2 = 45,47 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,7518 \times M_{0x} = 34,18 \text{KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 38,65 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 29,06 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -22,73 \text{KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

**Tableau VI.12.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M <sup>s</sup> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	38,65	4,74	18451	9,93 < 15	Vérifiée	416,61 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	29,50	3,67	11320	9,43 < 15	Vérifiée	551,61 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		22,73	3,67	11320	7,37 < 15	Vérifiée	431,61 > 201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau VI.13. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)	N <sup>bre</sup> de barres
Travée	x-x	38,65	11,67	12,32	8HA14
	y-y	29,50	8,59	9,05	8HA12
Appui		22,73	6,72	6,79	6HA12

➤ Schéma statique d'un voile périphérique

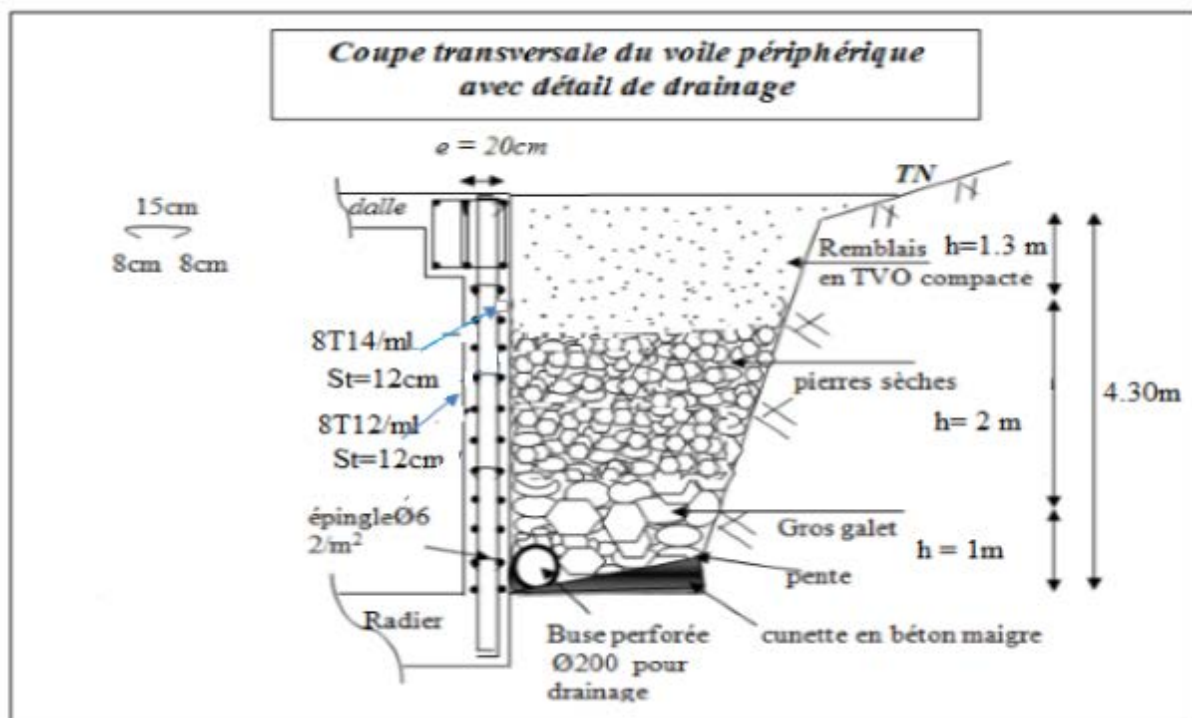


Figure.VI.12. Schéma du voile périphérique avec détail de drainage.

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

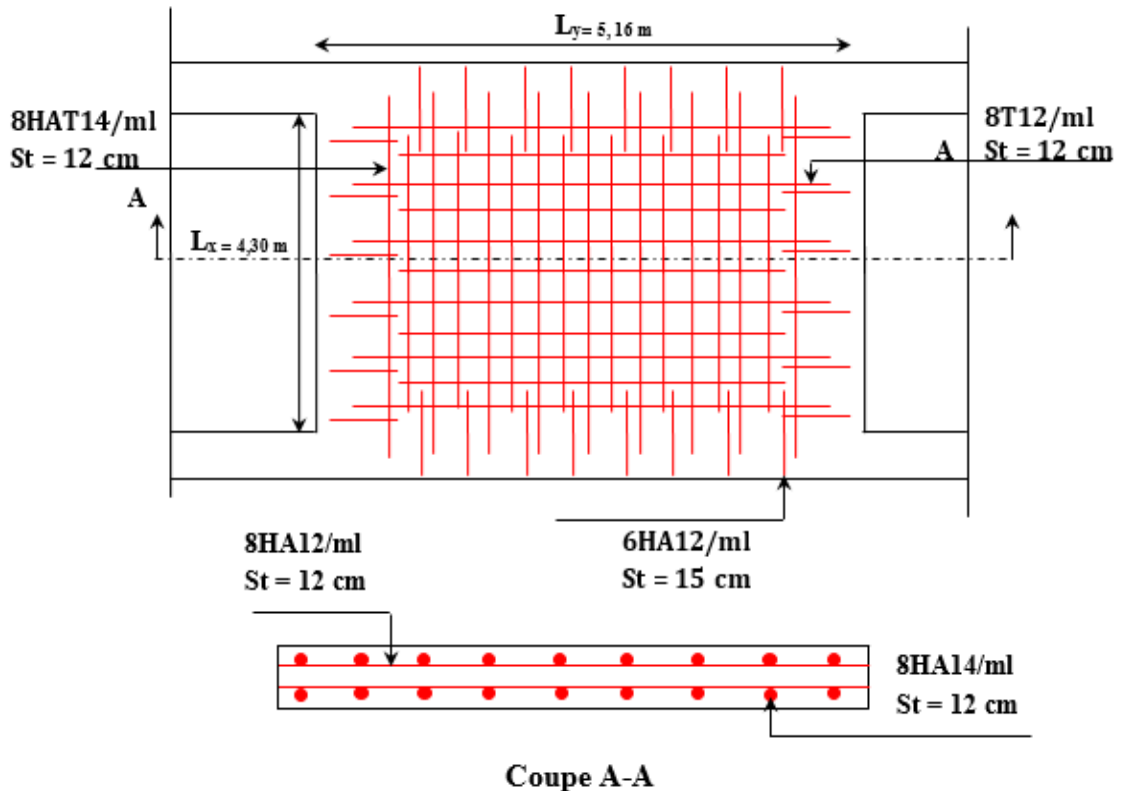


Figure VI.13. Schéma de périphérique ferrailage du voile

VI.6. Conclusion

L'étude des fondations constitue une étape importante dans le calcul de l'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure, dans notre cas nous avons opté pour le radier qui est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Epaisseur du radier = 30 cm.

Sections des nervures  $(b \cdot h) = (60 \cdot 80)\text{ cm}^2$

## VII.1. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

**PROJET** \_\_\_\_\_ : 119 logts promotion à Sidi Ali lebher

**PROGRAMME**: BERKANI & FERROUDJ

**LOT** \_\_\_\_\_ : T.C.E y compris VRD

N°	Désignation des ouvrages	U	Quantité	P.Unitaire	Estimation
<b>01.00.00</b>	<b>TERRASSEMENTS GENERAUX</b>				
<b>01.01.00</b>	<b>TRAVAUX PREPARATOIRES:</b>				
01.01.01	Terrassement pour mise à niveau y compris évacuation	M <sup>3</sup>	2 058,016	350,00	720 305,60
	<b>S/T 01.01.00.....</b>				<b>720 305,60</b>
01.02.03	<b>S/T 01.02.00.....</b>				-
	<b>TOTAL 01.00.00.....</b>				<b>720 305,60</b>
	<b>INFRASTRUCTURE</b>				
<b>02.00.00</b>	<b>BETONS</b>				
<b>02.01.00</b>	Béton de propreté dosé à 200 kg/m3	M <sup>3</sup>	64,313	6 500,00	418 034,50
02.01.01	<b>Béton armé dosé à 350 Kg CPA/M3</b>				
02.01.02	a)redier génirale avec nervure	M <sup>3</sup>	267,659	28 000,00	7 494 452,00
	b) Avant poteaux	M <sup>3</sup>	40,500	27 000,00	1 093 500,00
	c) Voiles périphériques.	M <sup>3</sup>	85,840	27 000,00	2 317 680,00
	d) Dalle pleine .	M <sup>3</sup>	147,670	27 000,00	3 987 090,00
	d) Gros béton .	M <sup>3</sup>	22,000	15 000,00	330 000,00
	<b>S/T 02.01.00 .....</b>				<b>15 640 756,50</b>
	<b>ISOLATION ET ETANCHEITE</b>				
	Fourniture et pose de joint de dilatation et de rupture en polystyrène sur parois de béton	M2	643,13	100,00	64 313,00
	Badigeonnage en flintkot sur les surfaces de betons en contacte avec la terre	M2	146,02	30,00	4 380,60
<b>02.02.00</b>	<b>S/T 02.03.00 .....</b>				<b>68 693,60</b>
02.02.01	<b>ASSAINISSEMENTN INTERIEUR DES BATIMENTS</b>				
02.02.02	Fourniture et pose tuyaux en PVC PN4				
02.02.03	a) Diamètre 250 mm	M L	170,00	300,00	51 000,00
	Réalisation de regards de chute et de jonction en béton arme				
<b>02.03.00</b>	a) 70 x 70 x h > 100 cm	U	10	5 000,00	50 000,00

02.03.01	b) 60 x 60 x h > 100 cm	U	40	4 000,00	160 000,00
02.03.02	<b>S/T 02.04.00 .....</b>				<b>261 000,00</b>
	<b>TOTAL 02.00.00 .....</b>				<b>15 970 450,10</b>
<b>02.04.00</b>	<b><u>SUPERSTRUCTURE</u></b>				
02.04.01	<b><u>BETON ARME EN ELEVATION</u></b> Béton armé dosé à 350 kg pour ouvrages en élévation tels que:				
02.04.02	a) Poteaux et potlets	M <sup>3</sup>	247,390	26 500,00	6 555 835,00
	b) Voiles de contreventement.	M <sup>3</sup>	65,326	26 500,00	1 731 139,00
	c) Poutres et chaînages	M <sup>3</sup>	406,530	26 000,00	10 569 780,00
	d) Dalles pleines ép : 14 cm	M <sup>3</sup>	64,439	26 000,00	1 675 408,80
	e) Escaliers	M <sup>3</sup>	120,020	26 500,00	3 180 530,00
<b>03.00.00</b>	f) Acrotère	M <sup>3</sup>	7,606	24 000,00	182 536,56
<b>03.01.00</b>	<b>S/T 03.01.00 .....</b>				<b>23 895 229,36</b>
03.01.01	<b><u>PLANCHERS</u></b> Planchers corps creux ep: 16+4cm				
		M2	3 665,18	1 700,00	6 230 806,00
	<b>S/T 03.02.00 .....</b>				<b>6 230 806,00</b>
	<b>TOTAL 03.00.00 .....</b>				<b>30 126 035,36</b>
	<b><u>MACONNERIES ENDUITS</u></b> <b><u>MACONNERIES DE BRIQUES</u></b>				
	Mur en brique double cloisons 15+5+10 ép.30 cm	M2	1 092,80	1 200,00	1 311 360,00
	Mur en brique simple cloison ép.10 cm	M2	2 393,82	600,00	1 436 294,40
<b>03.02.00</b>	<b>S/T 04.01.00.....</b>				<b>2 747 654,40</b>
03.02.01	<b><u>ENDUITS</u></b> Enduits sur murs extérieurs au mortier de ciment				
	a) Sur murs	M2	2 393,80	350,00	837 830,00
<b>04.00.00</b>	b) Sous plafonds	M2	644,00	350,00	225 400,00
<b>04.01.00</b>	Enduits intérieurs au mortier de ciment				
04.01.01	a) Sur murs	M2	1 092,80	300,00	327 840,00
04.01.02	b) Sous plafonds	M2	5 345,00	300,00	1 603 500,00
04.01.03	<b>S/T 04.02.00.....</b>				<b>2 994 570,00</b>
	<b><u>VENTILLATION &amp; FUMEE</u></b>				
<b>04.02.00</b>	Conduit de fumée type shunt à deux compartiments	M L	31,71	650,00	20 611,50
04.02.01	Conduit de ventilation type shunt à 02 compartiments	M L	31,71	650,00	20 611,50
	Souche de conduit de fumée	U	6	2 000,00	12 000,00
	Souche pour conduit de ventilation cuisine	U	6	2 000,00	12 000,00
04.02.02	Souche d'aération gaz	U	6	2 000,00	12 000,00

	F/P de grilles de ventilation en plastique pour cuisine Ø 100	U	32	100,00	3 200,00
	<b>S/T 04.03.00 .....</b>				<b>80 423,00</b>
	<b><u>DIVERS</u></b>				
<b>04.03.00</b>	Béton armé pour Appuis de fenêtres et chassis y compris plaques de granito de qualité	M L	358,40	1 000,00	358 400,00
04.03.01	Réalisation de potager de cuisine dim: suivant plan	U	32	3 000,00	96 000,00
04.03.02	Renformis de placards en béton maigre	M2	72,13	200,00	14 425,60
04.03.03	F/P Plaques granito ép:3cm pour table de travail de la cuisine	M2	57,60	1 000,00	57 600,00
04.03.04	F/P de boites aux lettres en bois dim 25x 30 cm	U	32,00	100,00	3 200,00
04.03.05	<b>S/T 04.04.00 .....</b>				<b>529 625,60</b>
04.03.06	<b>TOTAL 04.00.00 .....</b>				<b>6 352 273,00</b>
	<b><u>REVETEMENTS</u></b>				
<b>04.04.00</b>	<b><u>REVETEMENTS HORIZONTAUX</u></b>				
04.04.01	F/P carrelage Granito de bonne qualité	M2	3 665,18	680,00	2 492 322,40
04.04.02	F/P Seuil d'entrée des appartements en granito de qualité 30cm ou autre	M L	55,00	500,00	27 500,00
04.04.03	F/P Etanchéité en bitume coulé à chaud sous carrelages dans les locaux humides tels que W.C salle de bain, cuisine, séchoir pour éviter les infiltrations d'eau y compris feutre 36s	M2	110,84	250,00	27 709,50
04.04.04	<b>S/T 05.01.00 .....</b>				<b>2 547 531,90</b>
04.04.05	<b><u>REVETEMENTS VERTICAUX</u></b>				
04.04.06	F/P Carreaux de faiences 20 x 30 cm ou 20 x 40 cm	M2	576,00	1 000,00	576 000,00
04.04.07	F/P plinthes en terre cuite vernissée	M L	2 958,14	250,00	739 536,00
04.04.08	<b>S/T 05.02.00 .....</b>				<b>1 315 536,00</b>
04.04.09	<b><u>REVETEMENTS ESCALIERS</u></b>				
	F/P marches d'escaliers en plaques de granito	M L	29,07	500,00	14 535,00
	F/P contre marche d'escalier en plaques de granito	M L	12,24	350,00	4 284,00
<b>05.00.00</b>	Soubassement de faience pour cage d'escaliers dim= 20x30 cm sur h= 1,20 m	M2	706,00	1 000,00	706 000,00
<b>05.01.00</b>	<b>S/T 05.03.00 .....</b>				<b>724 819,00</b>
05.01.01	<b>TOTAL 05.00.00 .....</b>				<b>4 587 886,90</b>
05.01.02	<b><u>ETANCHEITE - TOITURE</u></b>				
05.01.03	<b><u>ISOLATION</u></b>				
	Forme de pente en béton pour terrasse	M3	96,806	3 500,00	338 821,00
<b>05.02.00</b>	Mise en place de pare-vapeur suivant détail	M2	484,03	300,00	145 209,00
05.02.01	Isolation thermique en plaques de liège	M2	484,03	650,00	314 619,50
05.02.02	<b>S/T 06.01.00 .....</b>				<b>798 649,50</b>
	<b><u>ETANCHEITE ET PROTECTION</u></b>				

<b>05.03.00</b>	Etancheite multicouches	M2	184,86	1 000,00	184 860,00
05.03.01	Relevé d'étanchéite en paxalumin	M	89,08		35 632,00
05.03.02	Protection de l'étanchéite en gravillon roulé	L M2	184,86	400,00	27 729,00
05.03.03	Solin d'étanchéite en paxalumin	M L	89,08	150,00 450,00	40 086,00
<b>S/T 06.01.00 .....</b>					<b>288 307,00</b>
<b><u>EVACUATION DES EP</u></b>					
<b>06.00.00</b>	Gargouille en plomb laminé compris crapaudine "pare gravier"				
<b>06.01.00</b>	a) Diametre 80	U	6	500,00	3 000,00
06.01.01	Siphon de sol en acier 20x20	U	64	500,00	32 000,00
06.01.02	<b>S/T 06.01.00 .....</b>				<b>35 000,00</b>
06.01.03	<b><u>TERRASSE INACCESSIBLE</u></b>				
<b>06.02.00</b>	<b>S/T 06.04.00 .....</b>				<b>-</b>
<b>06.03.00</b>	<b>TOTAL 06.00.00 .....</b>				<b>1 121 956,50</b>
06.03.01	<b><u>MENUISERIE BOIS</u></b>				
06.03.02	<b><u>PORTES EXTERIEURES ET INTERIEURES</u></b>				
	Fourniture et pose porte en bois plein à 1 vantail dim: 1,10 x 2,17 entrée logement	U	32	11 000,00	352 000,00
-	Fourniture et pose de Portes en bois plein à 2 vantaux avec grand oculus pour séjours dim 1,20 x 2,40 m.	U	32	14 000,00	448 000,00
<b>06.04.00</b>	Fourniture et pose portes pleine à 1 vantail dim 0,94 x 2,10 m pour chambre et cuisine.	U	32	10 000,00	320 000,00
06.04.01	Fourniture et pose de Portes pleine à 1 vantail semi vitré avec imposte ouvrant à soufflet dim: 0,84 x 2,10 m pour séchoirs.	U	32	7 500,00	240 000,00
	Fourniture et pose portes en bois pleine à 1 vantail avec petit oculus dim : 0,84x2,10 m pour SDB.	U	32	7 500,00	240 000,00
<b>06.05.00</b>	fourniture et pose portes pleine à 1 vantail avec petit oculus dim : 0,74x2,10 m pour WC.		32	7 000,00	224 000,00
06.05.01	Fourniture et pose Portes iso-plane à 1 vantail pour placard gaine technique type PLGT dim 0,60 x 2,10 m	U	32	3 500,00	112 000,00
06.05.02	Fourniture et pose portes fenetres à 02 vantaux semi-vitré ouvrant à la française avec imposte vitré ouvrant à soufflet avec persiennes type PF dim : 1,20 x 2,17 m	U	32	15 000,00	480 000,00
06.05.03	<b>S/T 07.01.00.....</b>				<b>2 416 000,00</b>
	<b><u>FENETRES ET CHASSIS</u></b>				
	Fourniture et pose Fenêtres en bois à 2 vantaux vitrées ouvrant à la française avec persiennes dim 1,20 x 1,60 m	U	128	12 500,00	1 600 000,00
<b>07.00.00</b>	Fourniture et pose Châssis à 1 vantail vitré ouvrant à soufflet type CH1 dim: 0,80 x 0,63 m	U	64	3 000,00	192 000,00

<b>07.01.00</b>	Fourniture et pose Châssis à 1 vantail vitré ouvrant à soufflet type CH1 dim: 1,20 x 0,63 m	U	20	4 500,00	90 000,00	
07.01.01	<b>S/T 07.02.00.....</b>				<b>1 882 000,00</b>	
07.01.02					<b>4 298 000,00</b>	
<b>TOTAL 07.00.00.....</b>						
07.01.03	<b><u>PLOMBERIE SANITAIRE</u></b>					
07.01.04	<b><u>APPARAIALAGES SANITAIRES</u></b>					
07.01.05	Fourniture et pose Lavabo avec robinet mélangeur y compris scellement	U	32	7 500,00	240 000,00	
07.01.06	Fourniture et pose siège WC à l'anglaise avec chasse incorporée y compris scellement	U	32	5 000,00	160 000,00	
07.01.07	Fourniture et pose évier de cuisine à deux bacs avec égouttoir + robinet mélangeur y compris scellement	U	32	7 500,00	240 000,00	
07.01.08	Fourniture et pose baignoire en acier émaillé avec robinet mélangeur y compris scellement	U	32	14 000,00	448 000,00	
<b>S/T 08.01.00.....</b>					<b>1 088 000,00</b>	
<b>07.02.00</b>	<b><u>TUYAUTERIE POUR EAU POTABLE</u></b>					
07.02.01	Tube en acier galvanisé pour eau potable.					
07.02.02	a) Diam 40/49	M	33,60		18 480,00	
07.02.03	b) Diam 33/42	L		550,00		
		M	115,20		46 080,00	
	c) Diam 26/34	L		400,00		
		M	38,40		12 288,00	
	Tube en cuivre pour eau potable.					
<b>08.00.00</b>	a) Diam 26/28.	M	198,40		188 480,00	
<b>08.01.00</b>	b) Diam 20/22	L		950,00		
		M	256,00		153 600,00	
08.01.01	c) Diam 14/16	L		600,00		
		M	608,00		273 600,00	
08.01.02	d) Diam 12/14	L		450,00		
		M	166,40		66 560,00	
08.01.03	e) Diam 10/12	L		400,00		
		M	83,20		24 960,00	
08.01.04	<b>S/T 08.02.00.....</b>				<b>784 048,00</b>	
<b><u>ROBINETERIE ET ACCESSOIRES</u></b>						
<b>08.02.00</b>	Robinet de puisage en bronze 1er choix - DN 10	U	32	500,00	16 000,00	
08.02.01	Robinet d'arrêt en bronze 1er choix	U	64	600,00	38 400,00	
						a) DN 14
						b) DN 26
08.02.02	c) DN 40	U	4	750,00	24 000,00	
				1 000,00	4 000,00	
	Fourniture et pose de purgeur d'air automatique	U	4		2 000,00	
	Fourniture et pose de compteurs d'eau débit 3	U	32	500,00 3	112 000,00	



	m3/h Fourniture et pose d'anti-bellier	U	4	500,00	3 000,00
				750,00	
	<b>S/T 08.03.00.....</b>				<b>199 400,00</b>
	<b><u>ASSAINISSEMENT INTERIEUR:</u></b>				
	<b><u>EVACUATION DES EU, EW &amp; EP :</u></b>				
<b>08.03.00</b>	Raccordement des EP.EU.EV en PVC PN4 compris tout accessoire				
08.03.01	a) Diam 125	M	180,00	450,00	81 000,00
	b) Diam 90.	M	608,00	400,00	243 200,00
08.03.02	c) Diam 50.	M	288,00	250,00	72 000,00
	d) Diam 40.	M	75,00	180,00	13 500,00
	F/P siphon de sol en acier avec bande siphon carre de DN 50	M	96,00	500,00	48 000,00
		L			
	<b>S/T 08.04.00 .....</b>				<b>457 700,00</b>
08.03.03	<b>TOTAL 08.00.00.....</b>				<b>2 529 148,00</b>
08.03.04	<b><u>INSTALLATION GAZ</u></b>				
08.03.05	<b><u>APPAREILLAGE</u></b>				
	Robinet d'arrêt à boisseaux DN 50 (entrée des blocs)	U	4	1 200,00	4 800,00
<b>08.04.00</b>	Robinet de barrage gaz DN 20	U	32	750,00	24 000,00
08.04.01	Robinet de commande ou d'arrêt à boisseau sphérique DN 14	U	96	750,00	72 000,00
	Douille cannelée à bout fileté porte caoutchouc DN 14	U	32	500,00	16 000,00
	Bouchon de purge	U	4	500,00	2 000,00
	<b>S/T 09.01.00 .....</b>				<b>118 800,00</b>
	<b><u>TUYAUTERIE</u></b>				
08.04.02	Tube en cuivre écroui				118 800,00
	a) diam 14/16	M	685,90	750,00	514 425,00
	b) diam 18/20	M	116,00	800,00	92 800,00
	c) diam 20/22	M	685,90	950,00	651 605,00
		L			
<b>09.00.00</b>	<b>S/T 09.02.00 .....</b>				<b>1 258 830,00</b>
<b>09 01.00</b>	<b>TOTAL 09.00.00 .....</b>				<b>1 377 630,00</b>
09.01.01	<b><u>ELECTRICITE</u></b>				
09.01.02	<b><u>COLONNE MONTANTE</u></b>				
09.01.03	Colonne montante complete type Sonelgaz	U	4	65 000,00	260 000,00
09.01.04	Barette de coupure montée sur isolateur en porcelaine	U	4	20 000,00	80 000,00
09.01.05	<b>S/T 10.01.00 .....</b>				<b>340 000,00</b>
	<b><u>APPAREILLAGE ELECTRIQUE</u></b>				
<b>09.02.00</b>	Coffret de répartition logement CR-L1(idem CR- L2) type modulaire IP 303 encastré.	U	32	7 000,00	224 000,00
09.02.01	fourniture et pose de Coffret de répartition des services généraux CRSGL	U	4	120,00	480,00

	Douille à bout de fil avec lampe à incandescance 60 W	U	115		40 320,00
	Aplique linolithe d'éclairage de lavabo 40 W classe II avec tube fluorescent 1x18W muni d'interrupteur et prise 2P incorporés.	U	32	350,00	20 800,00
	Hublot circulaire étanche IP53 à diffuseur en verre sablé pour lampe incandescance 60 W	U	64	650,00	32 000,00
	Hublot circulaire normal IP53 à diffuseur en verre sablé pour lampe incandescance 60 W	U	32	500,00	32 000,00
	Réglette monobloc pour tube fluorescent 1x36W compensé	U	16	1 000,00	12 800,00
<b>10.00.00</b>	Plafonnier à vasque opale pour lampe à incandescance 75 W	U	55	800,00	55 000,00
<b>10.01.00</b>	Sonnerie à carrillon 250 V 50 HZ	U	32		8 000,00
10.01.01	Prise de courant 2P+T 250v 10/16A normale encastée	U	256	250,00	46 080,00
10.01.02	Prise de courant 2P+T 250v 10/16A étanche encastée	U	160	180,00	32 000,00
	Boîte de dérivation en plastique encastrée 100x100x40	U	192	200,00	15 360,00
<b>10.02.00</b>	Interrupteur S.A. en plastique encastré 10A 250 V	U	237	80,00	42 624,00
10.02.01	Interrupteur D.A. en plastique encastré normal 10 A 250 V	U	64	180,00	11 520,00
10.02.02	Interrupteur V.V en plastique encastré normal 10 A 250 V	U	64	180,00	11 520,00
10.02.03	Bouton poussoir pour 'éclairage cage d'escalier et sonneries	U	40	180,00	8 000,00
10.02.04	<b>S/T 10.02.00.....</b>				<b>592 504,00</b>
10.02.05	<b><u>FILERIE-CABLERIE-GAINES:</u></b>				
10.02.06	- Gaine (conduit) ICD6 AE				
10.02.07	a) N° 11	M	5 529,00		138 225,00
		L		25,00	
10.02.08	b) N° 13	M	465,00		11 625,00
		L		25,00	
10.02.09	Gaine (conduit) ICD6 APE N°21	M	160,00		4 000,00
		L		25,00	
10.02.10	Conducteur électrique Type HO7VU				
10.02.11	a) section 2 x 1,5 mm <sup>2</sup>	M	3 000,00		150 000,00
		L		50,00	
10.02.12	b) section 3 x 1,5 mm <sup>2</sup>	M	786,00		58 950,00
		L		75,00	
10.02.13	c) section 2 x 2,5 mm <sup>2</sup>	M	100,00		7 000,00
		L		70,00	
10.02.14	d) section 3 x 2,5 mm <sup>2</sup>	M	1 800,00		252 000,00
		L		140,00	
10.02.15	e) section 3 x 4 mm <sup>2</sup>	M	430,00		86 000,00
		L		200,00	
10.02.16	Conducteur HO7VR section 1 x 6 mm <sup>2</sup>	M	200,00		30 000,00
		L		150,00	
	Cable coaxial pour télévision (séjours + ch)	M	290,00		34 800,00
		L		120,00	
<b>10.03.00</b>	Prise pour télévision ( séjours + chambre)	U	200,00		36 000,00
10.03.01	Cable U100 RO2V Section 2 x 6 mm <sup>2</sup>	M	400,00	180,00	80 000,00
		L		200,00	

	Conducteur de mise à la terre en cuivre nu étamé enterré autour des batiments de section 1X38mm <sup>2</sup> .	M L	120,00		36 000,00
	Fourreau en PVC diam 150 mm	M L	45,00	300,00	18 000,00
10.03.02	Piquet de terre en cuivre longueur 1,50 m diamètre 28 mm muni de cosse de serrage pour conducteur.	U	4	400,00 500,00	6 000,00
10.03.03	<b>S/T 10.03.00 .....</b>				<b>948 600,00</b>
	<b>TOTAL 10.00.00 .....</b>				<b>1 881 104,00</b>
	<b><u>PEINTURE VITRERIE</u></b>				
	<b><u>REVETEMENT DE FACADES</u></b>				
	Revêtement de façades en mortier fin teinté de haute plasticité, application en fines couches de finition (mouchetée écrasée). Fourniture et application de peinture acrylique satinée teintée dans la masse	M2	2 393,80	800,00	1 915 040,00
10.03.04	a) Sous plafond des balcons :	M2	521,64	200,00	104 328,00
10.03.05	<b>S/T 11.01.00 .....</b>				<b>2 019 368,00</b>
10.03.06	<b><u>PEINTURE INTERIEURE :</u></b>				
10.03.07	Badigeon à la chaux sur murs interieurs ,escalier et sous plafonds	M2	13 795,84	50,00	689 792,00
10.03.08	Fourniture et application de peinture vinylique			100,00	873 280,00
10.03.09	a) Murs intérieur des logements	M2	8 732,80	100,00	342 080,00
10.03.10	b) Sous plafonds des logements	M2	3 420,80	100,00	37 576,80
	c) Cage d'escalier:	M2	375,77	100,00	
	Fourniture et application de peinture laquée			120,00	68 544,00
<b>11.00.00</b>	a) Murs intérieur (Cuisine , SDB et WC)	M2	571,20	120,00	36 864,00
<b>11.01.00</b>	b) Sous plafonds (Cuisine , SDB et WC)	M2	307,20	120,00	407 400,00
11.01.01	Peinture à l'huile sur menuiserie bois	M2	3 395,00	120,00	1 391,25
11.01.02	Peinture glycérophtalique sur menuiserie métallique pour portes d'entrée des blocs et accé au terrasse Peinture glycérophtalique sur gardes corps métallique	M2	9,94	140,00	28 464,80
	a) Pour rampes d'escaliers Hauteur : 0,90 m	M L	203,32	140,00	
<b>11.02.00</b>	<b>S/T 11.02.00 .....</b>				<b>2 485 392,85</b>
11.02.01	<b><u>VITRERIE</u></b>				
11.02.02	Verre à vitre claire ep.3mm	M2	310,00	700,00	217 000,00
	Verre martelé ép 4 mm	M2	20,00	1 000,00	20 000,00
	Verre armé pour porte d'entrée des blocs ép 6 mm	M2	1,00	2 000,00	2 000,00
11.02.03	<b>S/T 11.03.00 .....</b>				<b>239 000,00</b>
	<b>TOTAL 11.00.00.....</b>				<b>4 743 760,85</b>
	<b><u>MENUISERIE METALLIQUE ET FERRONNERIE</u></b>				

	<b><u>MENUISERIE METALLIQUE</u></b>				
11.02.04	Fourniture et pose de porte métallique pleine à 2 vantaux semi-vitrés avec imposte vitré ouvrant à soufflet pour entrée principale des blocs dim : 1,50 x 2,50 m	U	1,00	25 000,00	25 000,00
11.02.05	Fourniture et pose de porte métallique et grillagée à 2 vantaux pour local compteurs électrique dim 1,60 x 2,50	U	1,00	20 000,00	20 000,00
11.02.06	Fourniture et pose trappe d'accès greniers dim:1,20 x 1,20 m	U	1	3 000,00	3 000,00
	Escalier en bois accroché au mur dim : 0,80 x 2,80 m	U	4	6 000,00	24 000,00
<b>S/T 12.01.00 .....</b>					<b>72 000,00</b>
	<b><u>FERRONNERIE:</u></b>				
<b>11.03.00</b>	Fourniture et pose de gardes corps métalliques pour rampes d'escalier + loggia				
11.03.01	a) Pour rampes d'escaliers Hauteur : 0,90 m	M L	125,00	2 000,00	250 000,00
11.03.03	<b>S/T 12.02.00.....</b>				<b>250 000,00</b>
<b>TOTAL 12.00.00.....</b>					<b>322 000,00</b>
	<b><u>VOIRIES ET RESEAUX DIVERS ( V.R.D. )</u></b>				
<b>12.00.00</b>	<b><u>ASSAINISSEMENT EXTERIEUR ( DEP et AEU ).</u></b>				
<b>12.01.00</b>	Tuyaux en PVC rigide PN 6 pour AEU,AEV & DEP.				
12.01.01	a) DN 200	M L	50,00	1 000,00	50 000,00
12.01.02	b) DN 250	M L	86,25	1 400,00	120 750,00
12.01.03	c) DN 315	M L	221,00	2 200,00	486 200,00
12.01.04	d) DN 400	M L	52,50	2 500,00	131 250,00
	Regards traditionnels de chute et de jonction en B.A ( boîte de branchement) avec tampon dalle de couverture en section int.:0,50 x 0, 50 prof.moy.de: 1,00 m	U	4	3 000,00	12 000,00
13.01.02	<b>S/T 13.01.00.....</b>				<b>800 200,00</b>
13.01.03	<b><u>VOIERIES :</u></b>				
	Evacuation des terres excedentaires à la décharge publique.	M3	-	150,00	-
<b>S/T 13.02.00.....</b>					<b>-</b>
	<b><u>AMENAGEMENT EXTERIEUR</u></b>				
<b>13.02.00</b>	Plantation des arbuste	U	20	1 000,00	20 000,00
13.02.03	<b>S/T 13.03.00.....</b>				<b>20 000,00</b>
	<b><u>RESEAU ADUCTION EN EAU POTABLE(A.E.P.) :</u></b>				
	chambre de vanne d'arrêt et de prise en charge DN 75	U	1	7 500,00	7 500,00
	Vanne d'arrêt et de sectionnement avec chambre				
	a) DN 40	U	2	4 500,00	9 000,00
	b) DN 50	U	1	6 500,00	6 500,00

13.02.04	c) DN 63	U	1	7 800,00	7 800,00
13.02.05	Tuyaux(conduites) d'adduction en Eau Potable en PEHD PN 16 dans fouilles en rigoles profondeur moyenne 70 cm compris grillage avertisseur				
13.02.06	a) DN 40	M	32,00	200,00	6 400,00
13.02.07	b) DN 50	M	64,00	300,00	19 200,00
	c) DN 63	L	50,00	400,00	20 000,00
		M			
		L			
<b>13.03.00</b>	d) DN 75	M	60,00	500,00	30 000,00
13.03.01	Fourniture et pose de bouche d'incendie dim 60	L		35 000,00	210 000,00
13.03.02	Fourniture et pose tuyau galvanisé dim 60	U	6		260 000,00
		M	260,00	1 000,00	
13.03.03	<b>S/T 13.04.00.....</b>				<b>576 400,00</b>
	<b><u>RESEAU ECLAIRAGE EXTERIEUR</u></b>				
<b>13.04.00</b>	Coffret de répartition éclairage extérieur CRE-EXT type métallique Etanche IP547, protection de tête type différentielle calibre 32 A	U	1	550 000,00	550 000,00
13.04.01	Câble électrique d'éclairage extérieure Type serie U1000 R02V 'enterré + cable de mise à la terre pour réseau éclairage extérieur directement enterré compris travaux de terrassement et grillage avertisseur.				
13.04.02	a)Section 4 x 16mm <sup>2</sup> + 1x28mm <sup>2</sup>	M	120,00	1 400,00	168 000,00
	b)Section 4x10mm <sup>2</sup> + 1x28mm <sup>2</sup>	L			
		M	80,00	1 000,00	80 000,00
	c)Section 4 x 6mm <sup>2</sup> + 1x28mm <sup>2</sup>	L			
		M	80,00	7 500,00	600 000,00
	d)Section 4 x 4mm <sup>2</sup> + 1x28mm <sup>2</sup>	L			
		M	180,00	5 000,00	900 000,00
13.04.03	Candélabre d'éclairage en aluminum anodisé couleur bronze	U	20	24 000,00	480 000,00
	<b>S/T 13.05.00.....</b>				<b>2 778 000,00</b>
	<b>TOTAL 13.00.00.....</b>				<b>4 174 600,00</b>
	<b><u>Ascenseur</u></b>				
13.04.04	Ascenseur non compris mise en place	U	1,000	250 000,00	250 000,00
13.04.05	<b>S/T 14,01,00 .....</b>				<b>250 000,00</b>

## VII.2. RECAPITULATION GENERALE

**PROJET** : 119 logts promotion à sidi Ali lebher

**LOT** : T.C.E y compris VRD

**LIEU DIT** : SIDI ALI LEBHER

**REALISATION:** BERKANI & FERROUDJ

N° ART	DESIGNATION DES OUVRAGES	Montant
01.00.00	TERRASSEMENTS GENERAUX .....	720 305,60
02.00.00	INFRASTRUCTURE .....	15 640 756,50
03.00.00	SUPERSTRUCTURE .....	30 126 035,36
04.00.00	MACONNERIES - ENDUITS .....	6 352 273,00
05.00.00	REVETEMENTS .....	4 587 886,90
06.00.00	ETANCHEITE - TOITURE .....	1 121 956,50
07.00.00	MENUISERIE BOIS .....	4 298 000,00
08.00.00	PLOMBERIE SANITAIRE .....	2 529 148,00
09.00.00	INSTALLATION GAZ .....	1 377 630,00
10.00.00	ELECTRICITE .....	1 881 104,00
11.00.00	PEINTURE - VITRERIE .....	4 743 760,85
12.00.00	MENUISERIE METALLIQUE + FERRONNERIE ...	322 000,00
<b>TOTAL 1 en HT: .....</b>		<b>73 700 856,71</b>
13.00.00	VOIRIES ET RESEAUX DIVERS (V.R.D)..	4 422 051,39
14.00.00	ASCENSSEUR .....	250 000,00
<b>TOTAL 2 en HT: .....</b>		<b>17 500,00</b>
<b>TOTAL GENERAL EN HT (1+2)</b>		<b>73 718 356,71</b>

MONTANT TVA 17%

12532120,64

TOTAL GENERAL EN TTC (1+2)

86250477,35

ARRETER LE PRESENT DEVIS EN TTC:

QUATRE VINGT SIX MILLION DEUX CENT CINQUANTE MILLE QUATRE CENT  
SOIXANTE DIX-SEPT DINAR ET TRENTE CINQ CTS

## **CONCLUSION GÉNÉRALE**

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels SAP2000 V14, autocad et les programmes conçus pour le calcul tel que le CBA et le BAEL. Les points important tirés de cette étude sont :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. Il n'est pas forcément évident de répondre simultanément aux exigences imposées par la réglementation et aux contraintes architecturales lors de la modélisation et la justification des interactions voiles/portiques, donc l'apport de certaines modifications architecturales peut être nécessaire dans certains cas.
3. Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
4. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Pour l'infrastructure, Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.
6. Outre la résistance, l'économie et la réalisation sont des facteurs très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.
7. Le prix estimatif de ce projet est de 86250477.35 (QUATRE VINGT SIX MILLION DEUX CENT CINQUANTE MILLE QUATRE CENT SOIXANTE DIX-SEPT DINAR ET TRENTE CINQ CTS

***Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.***