

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil
Option : structures et matériaux

Thème

**Étude d'un bâtiment (R+10+2 niveaux duplex) à usage
d'habitation, bureaux et commercial contreventé par un
système mixte (Voiles - Portiques).**

Présenté par :

M^r METHIA hamza
M^r OUTEMZABET sofiane

Encadré par:

M^{me} BOUAYAD
M^r BENYESSAD

Jury:

M^r HADDI
M^{me} BOUKEMOUCHE

Promotion 2011 - 2012

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH le tout puissant pour nous avoir guidés et aidés durant toute notre vie et durant ce travail.

Nous tenons à remercier nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant tout le parcours des études.

Nous tenons aussi à remercier vivement notre promotrice Mme BOUAYAD ainsi que notre Co-promoteur Mr BENYESSAD pour leur encadrement et leurs conseils.

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

Nous remercions le personnel du bureau d'étude ZERRARI qui nous a aidé et guidé dans la manipulation du logiciel SAP2000.

Nos remerciements aux membres de jury Mr HADDI et Mme BOUKEMOUCHE qui ont accepté de juger ce travail.

Enfin nous remercions tous nos amis.

Hamza et Sofiane

Dédicaces

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail à :

Mes très chers parents

Mon très cher frère

Toute ma famille

Tous mes Amis

Toute la communauté universitaire.

Hamza

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail à :

Mes très chers parents

Mes très chers frères

Toute ma famille

Tous mes Amis

Toute la communauté universitaire.

Sofiane

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I		Généralités
I.1	Introduction	1
I.2	Description du sol et de l'ouvrage	1
I.3	Caractéristiques de l'ouvrage	1
I.4	Règlementations et normes utilisés	2
I.5	Etats limites de calcul	2
I.6	Actions et sollicitations	2
I.7	Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.8	Conclusion	7
Chapitre II		Pré dimensionnement des éléments
II.1	Introduction	8
II.2	Les poutres	8
II.3	Les voiles	10
II.4	Les planchers et les dalles pleines	10
II.5	Les escaliers	13
II.6	Evaluation des charges et des surcharges	17
II.7	Acrotère	21
II.8	Les poteaux	21
II.9	Conclusion	42
Chapitre III		Etude des éléments secondaires
III.1	Introduction	43
III.2	Méthodes de calculs	43
III.3	Etude des poutrelles	46
III.4	Ferraillage de la dalle de compression	71
III.5	Etude des dalles pleines	72
III.6	Etude de la poutre de chaînage	82
III.7	Etude des escaliers	85
III.8	Etude de l'acrotère	98
III.9	Etude de l'ascenseur	103

Sommaire

III.10	Conclusion	111
--------	------------------	-----

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1	Introduction	112
IV.2	Méthodes de calcul.....	112
IV.3	Description du logiciel SAP 2000.....	116
IV.4	Disposition des voiles	117
IV.5	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par sap2000.v14.	120
IV.6	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	124
IV.7	Conclusion	124

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1	Introduction	125
V.2	Etude des poteaux	125
V.3	Etude des poutres	133
V.4	Vérification des zones nodales.....	138
V.5	Etude des voiles.....	139
V.6	Conclusion	144

Chapitre VI

Etude des fondations

VI.1	Introduction	145
VI.2	Choix du type des fondations.....	145
VI.3	Combinaisons d'actions à considérer.....	145
VI.4	Etude des fondations	145
VI.5	Etude du voile périphérique	159
VI.6	Conclusion	162

Conclusion générale

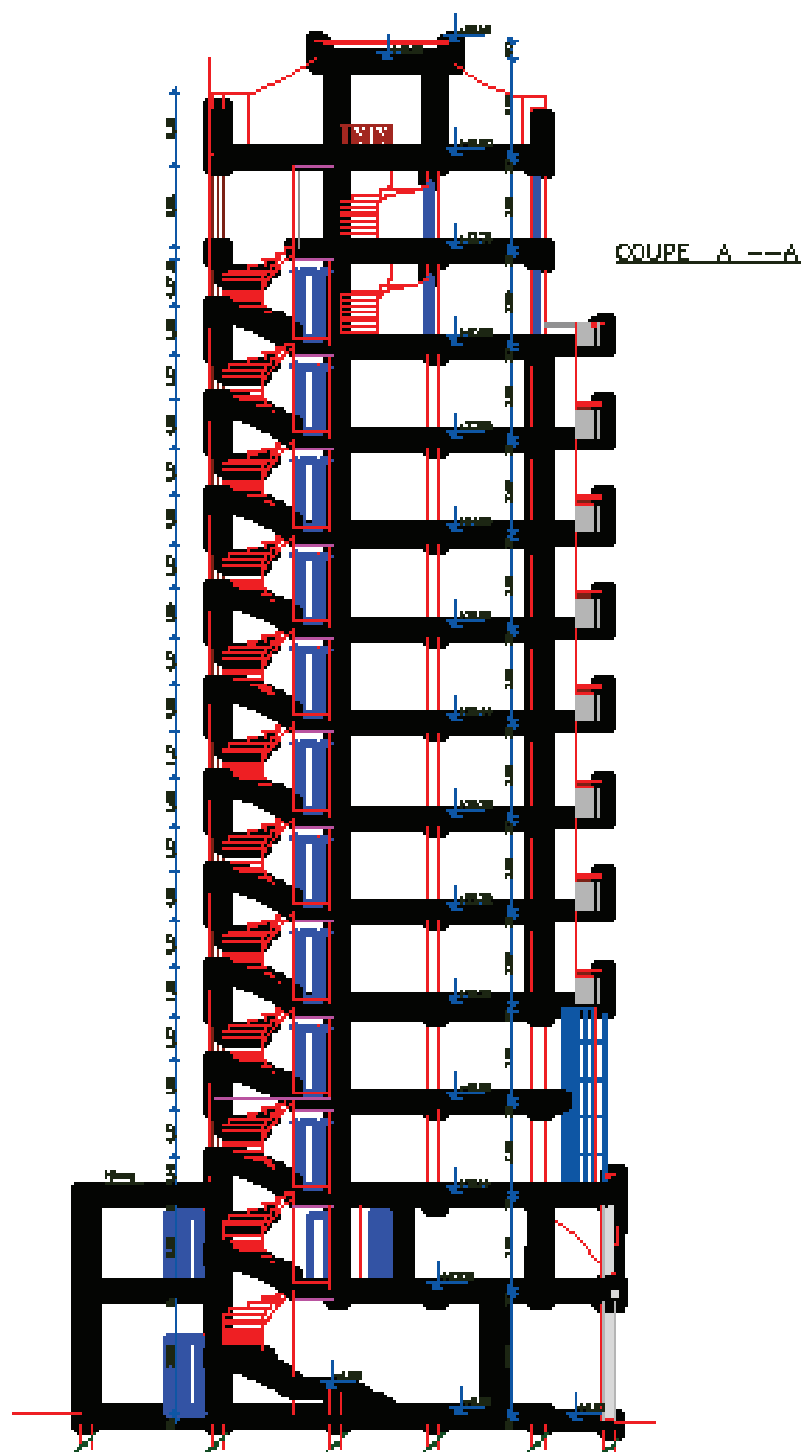
Bibliographie

Annexes

Symboles et notations

Liste des figures

Liste des tableaux

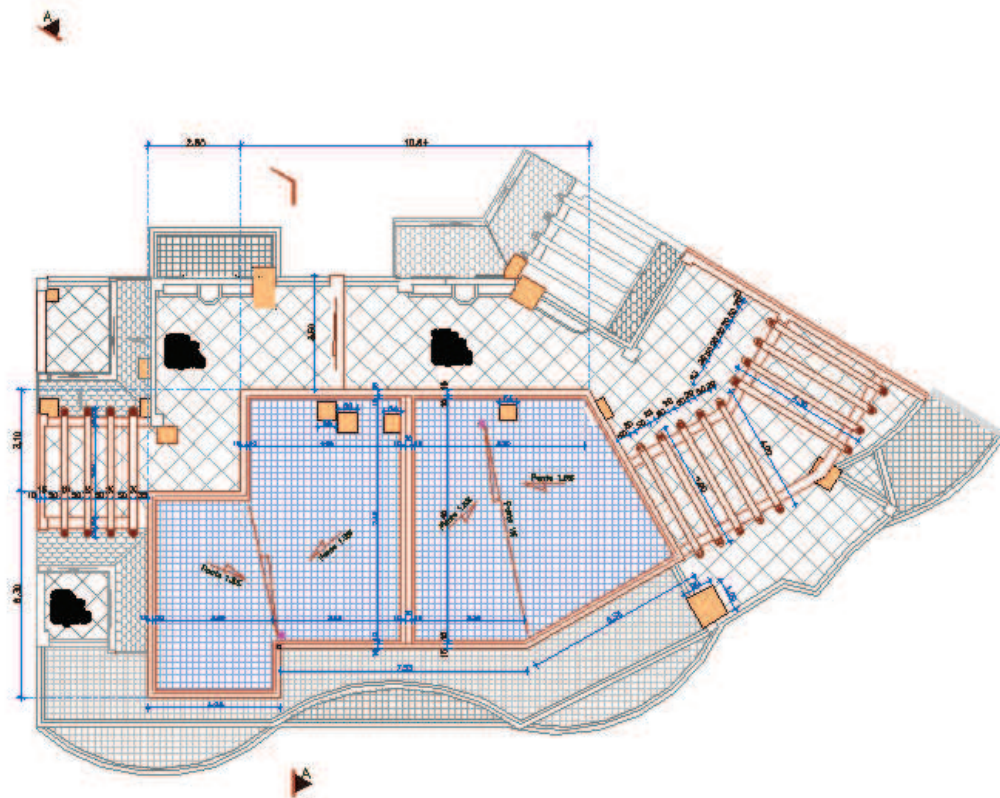


Vue en Plan Etage 01
1er niveau Service



This architectural floor plan shows a building layout with a grid system. The plan includes various rooms, corridors, and a central staircase. Dimensions are provided for the overall building footprint and for specific sections. The grid lines are labeled with numbers, and the dimensions are given in meters. The plan also shows the building's orientation relative to the grid.

Vue en Plan Terasse Inaccessible



Introduction

Introduction générale

Tant qu'il y aura des hommes... il faudra entretenir, moderniser, construire et reconstruire, créer, exploiter des équipements, des infrastructures... lutter contre les éboulements, les inondations, améliorer en permanence les conditions de vie... domaines parmi d'autres, où les ingénieurs en génie civil doivent s'adapter.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il lui a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes, qui sont des phénomènes complexes et fortement endommageants.

Entre autre et à l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie, notamment la partie nord, située dans une zone exposée à des secousses sismiques plus ou moins importantes pouvant causer des dommages voir des ruines dans certains cas.

Donc pour éviter, voir diminuer cela, l'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R + 9 + 2 duplexes +1 soupente, présentant une irrégularité en plan et en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques); pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude des fondations.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

Chapitre I :

Généralité

I.1 Introduction

Ce chapitre rassemble quelques connaissances de bases sur lesquelles on prendra appui pour l'étude de notre projet, plus une description de ce dernier ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2 Description du sol et de l'ouvrage

D'après l'étude de sol, on a un terrain constitué essentiellement d'alluvions ayant une granulométrie faible (limons, marnes et sables fins). Il présente par ailleurs, des caractéristiques mécaniques faibles.

L'étude d'un bâtiment (R + 10 + 2 niveaux duplex) en béton armé à usage mixte : habitation, commerce et bureaux (voir les plans de la structure), fait l'objet de notre mémoire de fin d'études.

Le projet sera implanté au niveau d'IREYAHEN, wilaya de Béjaia, qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003 Art.3.2) en zone IIa (zone de la moyenne sismicité). Le de groupe d'usage de 2B (importance moyenne).

Dans notre structure on a le R.D.C. et le 1^{er} étage sont à usage commercial, 2^{ème} et 3^{ème} étage à usage bureaux, les autres étages sont à usage d'habitation.

I.3 Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1 Caractéristiques géométriques

Longueur.....	$L = 27.66\text{m.}$
Largeur.....	$l = 24.55\text{m.}$
Hauteur totale.....	$h_t = 43.86\text{m.}$
Hauteur du rez-de-chaussée.....	$h_{rd} = 4.08\text{m.}$
Hauteur de tous les autres étages.....	$h_e = 3.06\text{m.}$

I.3.2 Contreventement

En se référant au RPA 99 version 2003 Art.3.4.A.1.a qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques).

I.3.3 Les planchers

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles). On a des planchers en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escaliers).

I.3.4 Les escaliers

Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place. On a deux types d'escaliers : simple et avec double quartier tournants.

I.3.5 La maçonnerie

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

I.4 Règlementations et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003(Règlement Parasismique Algérien)
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99 (Béton Armé Aux Etats Limites).

I.5 États limites de calcul :

I.5.1 Définition de l'état limite : C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il existe deux états limites :

a. État limite ultime ELU

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage :

- État limite ultime de l'équilibre statique.
- État limite ultime de résistance.
- État limite ultime de stabilité de forme.

b. État limite de service ELS

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.

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

I.6 Actions et sollicitations

I.6.1 Définition des actions

Les actions sont les forces et les couples dûes aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes
- . Des charges d'exploitations
- . Des charges climatiques.

On distingue :

a. Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

b. Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dûs à la température.

c. Actions accidentelles (FA)

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

I.6.2 Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

1. Les combinaisons d'action**a. Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis de l'ELU : (BAEL 91/Version 99 Art 3.3.21)**

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_1 Q_1 + \gamma_0 \sum Q_i.$$

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

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

$G_{\max}$: ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$: ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

b. Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis de l'ELS : (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

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

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

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

c. Sollicitations accidentelles : (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

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

2. Combinaisons d'action à considérer : (RPA99/2003 Article V.5.2)

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

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

Avec E : action du séisme.

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.7.1 Béton

1. Introduction : Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulat) avec un liant hydraulique (ciment) dosé de 350Kg/m^3 , de l'eau et des adjuvants. Il est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de compression.

Le Dosage pour 1m^3 du béton courant pour un rapport Eau/Ciment = 0.5

2. Caractéristiques mécanique du béton

Du point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance à la compression. Il est nécessaire d'effectuer des essais à des âges différents pour connaître l'évolution de cette résistance dans le temps. La contrainte de référence correspond à l'âge de 28 jours pour un béton courant.

a. Résistance à la compression

Elle est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm, écrasées à un effort de compression centrée.

On peut estimer la résistance d'un béton à « j » jours notée f_{cj} comme suit :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \rightarrow \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa (j} \leq 28 \text{ jours)} \dots\dots\dots (\text{CBA Art A.2.1.1.1})$

- $f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \rightarrow \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa (j} > 28 \text{ jours)} \dots\dots\dots (\text{CBA Art A.2.1.1.1})$

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

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

b. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est donnée par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}. \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60\text{Mpa}$$

Donc pour $f_{cj} = 25\text{MPa}$, on aura : $f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa}$.

c. Module d'élasticité longitudinale du béton

(CBA93 Art : A. 2. 1. 2. 1)

- sous charges instantanées (<24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}.$$

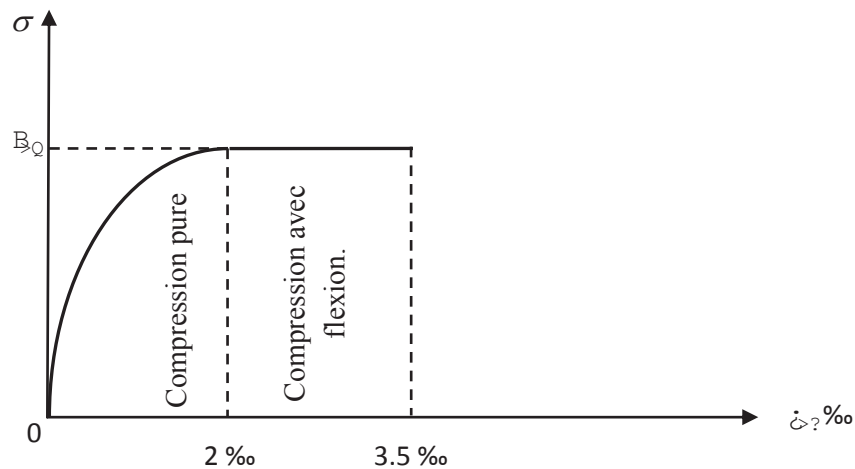
Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jour est $E_{vj} = 3666.66 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

- Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours : $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{28}}$

- Pour $F_{cj} = 25 \text{ Mpa}$:
$$\begin{cases} E_{ij} = 32164,20\text{MPa} \\ E_v = \frac{E_i}{3} = 10818,86\text{MPa} \end{cases}$$

d. Module de déformation transversale du béton G

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

e. Diagramme contraintes - déformations (σ , ϵ) :**Fig. I.1** Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

f_{bu} : Contrainte de calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges ; ces valeurs sont données dans le tableau suivant :

θ	Durée d'application
1,00	> 24 heures
0,90	$1 \leq \text{durée} \leq 24$ heures
0,85	< 1 heures

> Vaut **1.5** sauf en cas de combinaisons accidentelles pour lesquelles il vaut alors **1.15**.

f. Contrainte de cisaillement du béton

La contrainte admissible dans le cas du béton est limitée comme suit :

- Dans le cas de la fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

Pour : $f_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$.

- Dans le cas de la fissuration nuisible ou très nuisible

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

Pour : $f_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 2,50 \text{ MPa}$

- g. Le coefficient de Poisson :** Il est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale : $\nu = \text{Déformation Transversale} / \text{Déformation Longitudinale}$.

On admet que :

-à l'ELU : $\nu = 0$

-à l'ELS : $\nu = 0,20$ (béton non fissuré). **CBA93 (Art : A. 2. 1. 3).**

- h. Contrainte de calcul à l'ELS :** Le but recherché est de limiter la formation des fissures dans la direction des contraintes de compression, cette dernière est limitée à :

$$\sigma_{adm} = 0,6.f_{c28}$$

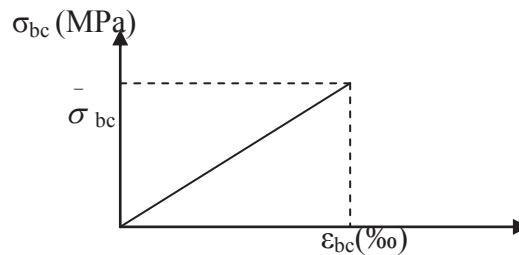


Fig. I.2 Diagramme des contraintes-déformations de calcul à l'E.L.S

I.7.2 L'Acier

a. Définition

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

b. Différents types d'aciers

- Les ronds lisses (R.L):

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

- Les aciers à haute adhérence (H.A)

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

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1.

- Treillis soudés:

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

* TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.

* TL52($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$.

c. Caractéristiques mécaniques des aciers

– à l'ELU

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit:

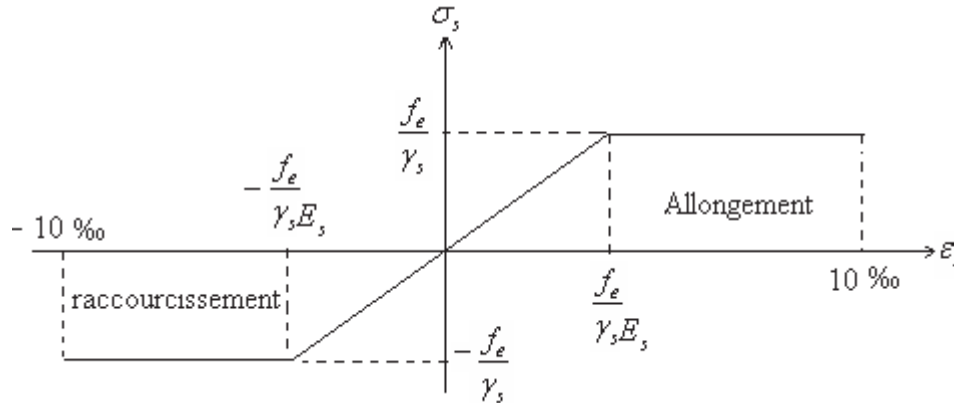


Fig. I.2 Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

État limite ultime: la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

– à l'ELS

(CBA Art A.4.5.32)

On distingue les cas suivants:

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

– Cas de fissuration préjudiciable, La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours, $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

– Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

η : Coefficient de fissuration avec:

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

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

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

I.8 Conclusion

Après un choix adéquat des matériaux à utiliser dans notre projet (béton et acier). On présentera dans le chapitre suivant le pré dimensionnement des éléments.

Chapitre II :

pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces derniers doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant, et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et au (CBA 93).

II.2. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

A. Les poutres principales :

Ce sont les poutres capables de reprendre les charges provenant des poutrelles.

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante :

$$\frac{L_{pp}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{pp}}{10}$$

h_{pp} : Hauteur de la poutre principale.

L_{pp} : Portée maximale d'une travée de poutre principale entre nus d'appuis.

B. Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

$$\frac{L_{ps}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{ps}}{10} \text{ (Condition de flèche).}$$

h_{ps} : Hauteur de la poutre secondaire.

L_{ps} : Portée maximale d'une travée de poutre secondaire entre nus d'appuis ($L_{ps} = 3.95 \text{ m}$)

➤ Pour les planchers R.D.C. et 1^{er} étage, on a :

$$\frac{505}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{505}{10}$$

Donc : $33.67 \leq h_{pp} \leq 50.5$, soit $h_{pp} = 45\text{cm}$, on prend $b = 30\text{cm}$

▪ Vérifications :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

✓ $b > 20\text{cm}$Vérifiée.

✓ $h_{pp} > 30\text{cm}$Vérifiée.

✓ $\frac{h_{pp}}{b} = \frac{45}{30} = 1.50 < 4$ Vérifiée.

Les conditions précédentes sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\diamond h_{pp} = 45 \text{ cm}$$

$$\diamond b_{pp} = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{395}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33 \leq h_{ps} \leq 39.5, \text{ soit } h_{ps} = 35 \text{ cm, et on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

▪ **Vérifications :**

$$\checkmark b > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\checkmark h_{ps} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h_{ps}}{b} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

$$\diamond h_{ps} = 35 \text{ cm.}$$

$$\diamond b_{ps} = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Pour les poutres des autres planchers on aura :**

$$\frac{375}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \leq h_{pp} \leq 37.5$$

$$\frac{u_x}{s_w} \cdot w \cdot Q \quad Q \cdot \frac{u_x}{s_r} \cdot w \Rightarrow 24.33 \quad Q \quad Q \cdot u_x \cdot w$$

Donc pour les poutres principales et secondaires on aura les mêmes dimensions, soit :

$$\diamond h = 35 \text{ cm.}$$

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

Les exigences du RPA sont vérifiées.

➤ **Pour les quatre poutres principales (Pr1), (Pr2), (Pr3) et (Pr4): (fig.II.3), on a:**

$$\frac{x_r}{s_w} \cdot r \cdot Q \quad Q \cdot \frac{x_r}{s_r} \cdot r \Rightarrow 40 \leq h_{pp} \leq 60$$

Donc pour chaque étage, ces dernières auront les dimensions suivantes :

$$\diamond h_{pp} = 50 \text{ cm.}$$

$$\diamond b_{pp} = 30 \text{ cm.}$$

Les exigences du RPA sont vérifiées.

II.3 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, ils peuvent être pleins ou comportant des ouvertures, ils sont liés entre eux par des planchers.

- **Pré dimensionnement :**

L'épaisseur du voile (e) doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

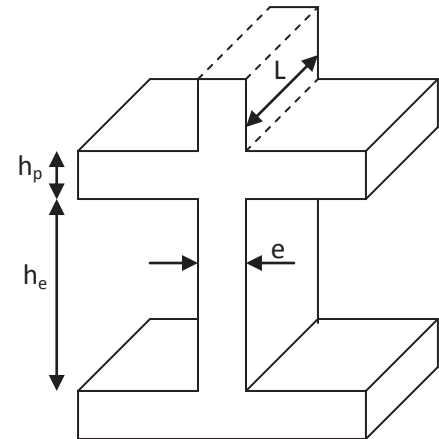
Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$
- $e \geq h_e / 20$:
- ✓ pour étage courant : $e \geq 286 / 20 \Rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm}$
- ✓ pour le R.D.C. : $e \geq 388 / 20 \Rightarrow e \geq 19.4 \text{ cm}$

Donc :

Pour le R.D.C. on prend $e = 20 \text{ cm}$.

Pour les autres étages on prend $e = 15 \text{ cm}$.



- **Vérification :**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement sa largeur minimale ($L_{\min}$) doit être :

$L_{\min} \geq 4.e \Rightarrow L_{\min} \geq 80 \text{ cm} \rightarrow$ pour le R.D.C.

$L_{\min} \geq 60 \text{ cm} \rightarrow$ pour tous les autres étages.

Soit $L_{\min} = 1 \text{ m}$ pour chaque Voile.

II.4 Les planchers et les dalles pleines :

II.4.1 Les planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$. Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce qu'il permet d'avoir un plafond uni.

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L_{\max} = 400 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.77 \text{ cm}.$$

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

Avec : 16 cm : hauteur du corps creux, et 4 cm : hauteur de la dalle de compression.

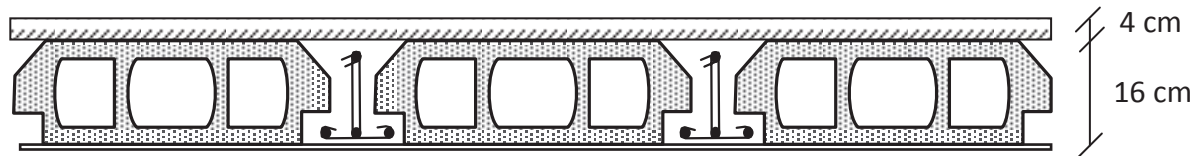


Figure II.1 Plancher à corps creux

II.4.1.1 Les Poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues semi encastrées, elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Les dimensions de la poutrelle sont : (Figure II.2)

h : Épaisseur du plancher, $h = 20\text{ cm}$.

b : Largeur de la table de compression, donnée par : $b = 2b_1 + b_0$

Avec :

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \cdot h$, Soit : $b_0 = 10\text{ cm}$.

$b_1 \leq \min(L_x/2, L_y/10)$

L_x : distance entre nus d'appui de deux poutrelles, $L_x = 55\text{ cm}$.

L_y : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x , $L_y = 400\text{ cm}$.

$\Rightarrow b_1 \leq \min(27,5 ; 40)$

Soit $b_1 = 27,5\text{ cm}$.

$\Rightarrow b = 5 \times 27,5 + 10 = 65\text{ cm}$

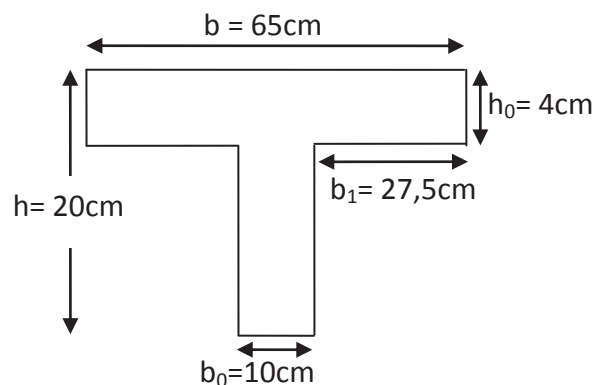


Figure II.2 Schéma d'une poutrelle

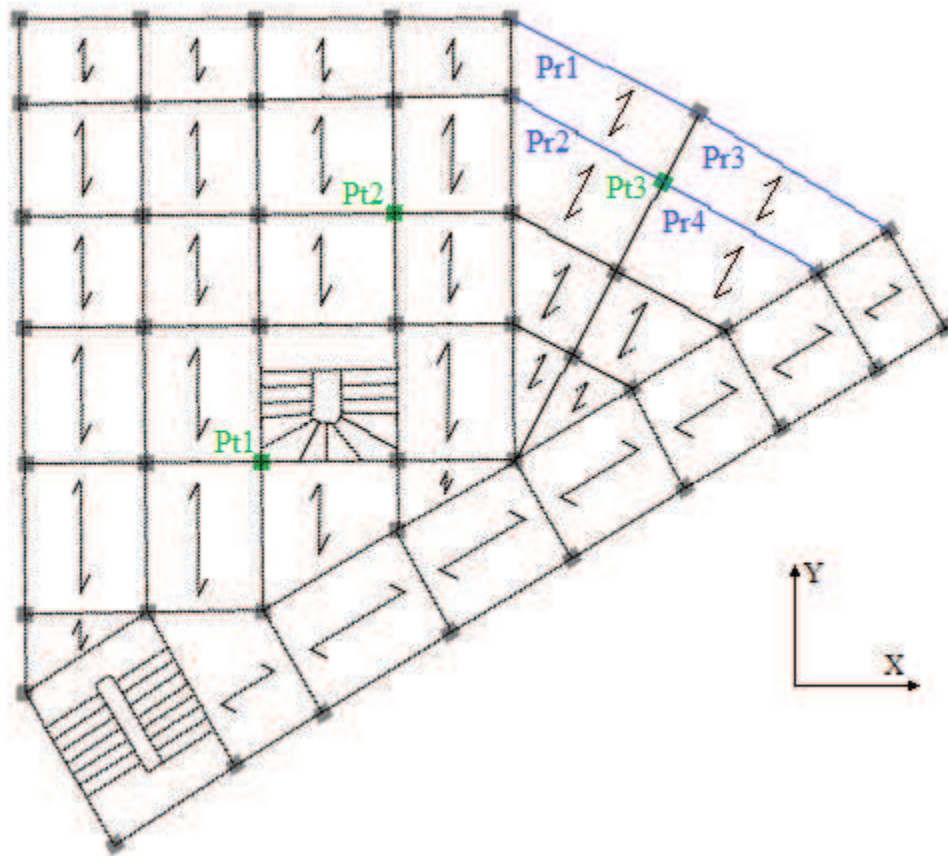


Fig. II.3 Vue en plan de la structure

II.4.2 Les dalles pleines :

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées seulement dans les balcons et les paliers de repos. Leurs épaisseurs (e) doivent satisfaire les critères suivants :

- Critère de résistance : $e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow$ Pour une dalle sur un seul appui.

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

- Coupe-feu : $e \geq 7\text{cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.
 $e \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

Dans notre cas :

a) Dalle sur un seul appui :

$$l_x = 1.50\text{m.}$$

$$e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5\text{cm.}$$

b) Dalle sur deux appuis :

$$l_x = 1.50\text{m.}$$

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \Rightarrow 4.28\text{cm} \leq e \leq 5\text{cm}$$

c) Dalle sur 3 appuis :

$$l_x = 1.50\text{m.}$$

$$\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3.33\text{cm} \leq e \leq 3.75\text{cm}$$

Pour deux heures de coupe-feu $e \geq 1\text{cm}$.

Donc pour toutes les dalles on prend $e = 14\text{cm}$.

II.5 Les escaliers :**• Terminologie :**

- (1) : giron
- (2) : contre marche
- (3) : emmarchement
- (4) : palier
- (5) : paillasse

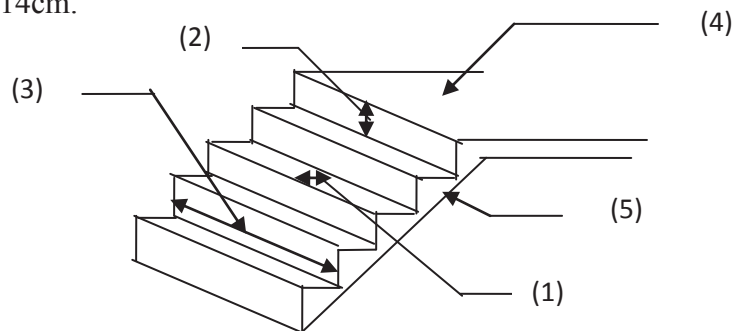


Figure II.4 Schéma de l'escalier

Dans notre projet on a deux types d'escaliers en béton armé ;

• Pré dimensionnement :

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches, on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par : $59 \leq g + 2 \times h \leq 66$ (1).

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (66) correspond à des locaux publics.

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

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

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

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots \dots \dots (2).$$

On remplace dans (2) :

$$L/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

$$n \text{ est la solution de l'équation : } 64 n^2 - (64 + 2H + L)n + 2 H = 0.$$

Avec ; n : nombre de contre marche.

n-1 : nombre de marche.

- **Épaisseur de la paillasse :**

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante :

$$L_1/30 \leq e_1 \leq L_1/20$$

L_1 : Distance entre nus des appuis.

- **Poids de la paillasse :**

Il est déterminé par la relation suivante : $G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha}$

e : épaisseur de la paillasse.

- **Poids des marches :**

Il est déterminé par la relation suivante : $G = \frac{\gamma_b \times h}{2}$

Après calcul on a :

			L_1 (m)	L (m)	H (m)	n	h (cm)	g cm	Épaisseur de la paillasse (cm)
Type1	R.D.C. vers le 1 ^{er} étage	1 ^{ère} volée	4.9	2.7	1.87	10	18.7	30	19
		2 ^{ème} volée	4.9	3	2.01	11	18.27	30	19
	Du 1 ^{er} au 2 ^{ème} étage	Deux volées identiques	4.9	2.4	1.53	9	17	30	19
Type2	Tous les étages	Volées I et II	4.1	2.6	1.53	9	17	32.5	16

Tableau II.1 Pré dimensionnement des escaliers.

			α (°)	Poids des marches (KN/m ²)	Poids de la paillasse (KN/m ²)
Type1	R.D.C. vers le 1 ^{er} étage	1 ^{ère} volée	34.7	2.06	5.77
		2 ^{ème} volée	33.82	2.01	5.71
	Du 1 ^{er} au 2 ^{ème} étage	Deux volées identiques	32.52	1.87	5.04
Type2	Tous les étages	Volées I et II	32.52	1.87	4.39

Tableau II.2 Évaluation des charges sur les escaliers.

II.5.1 Type1 : Escalier du R.D.C. vers le deuxième étage :

A) Les deux volées du R.D.C. vers le premier étage :

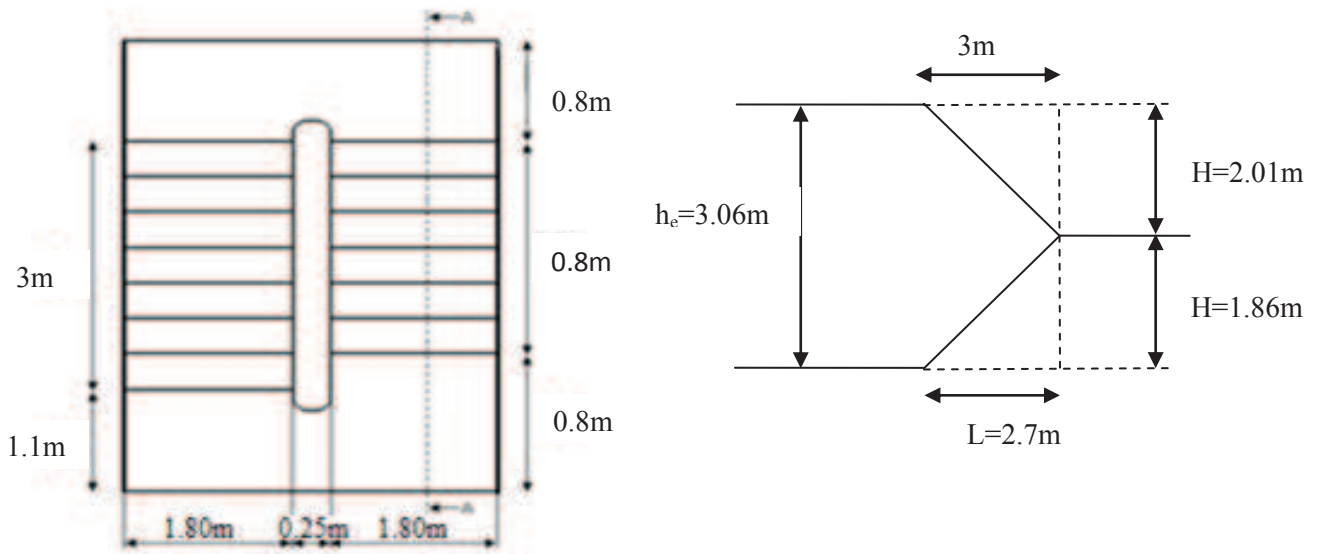


Fig. II.5 Schéma de l'escalier du R.D.C. vers le 1^{er} étage

B) Escalier du 1^{er} au 2^{ème} étage :

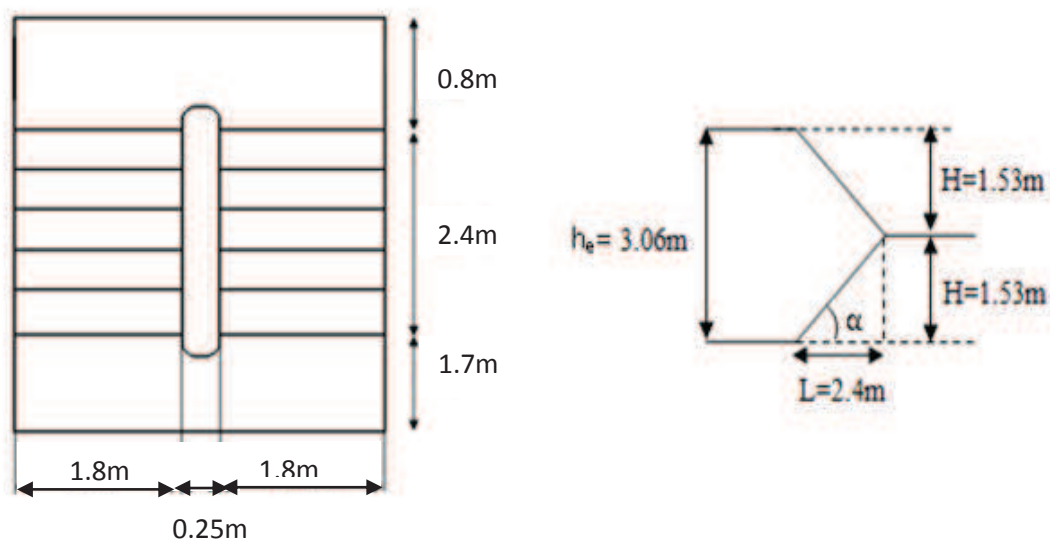


Fig. II.6 Schéma de l'escalier du 1^{er} au 2^{ème} étage

➤ Pré dimensionnement de la poutre palière:

Le pré dimensionnement de la poutre se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante :

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

$L=3,85m \Rightarrow 25,66 \leq h \leq 38,50$. On prend $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 35 \text{ cm}$

▪ Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA

(Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b > 20\text{cm}$Vérifiée.
- ✓ $h > 30\text{cm}$Vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1.14 < 4$ Vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres palières les dimensions suivantes :

❖ $h = 40\text{ cm}$

❖ $b = 35\text{ cm}$

II.5.2 Type 2 : Escaliers à deux volées et double quartier tournant en béton armé vers tous les étages :

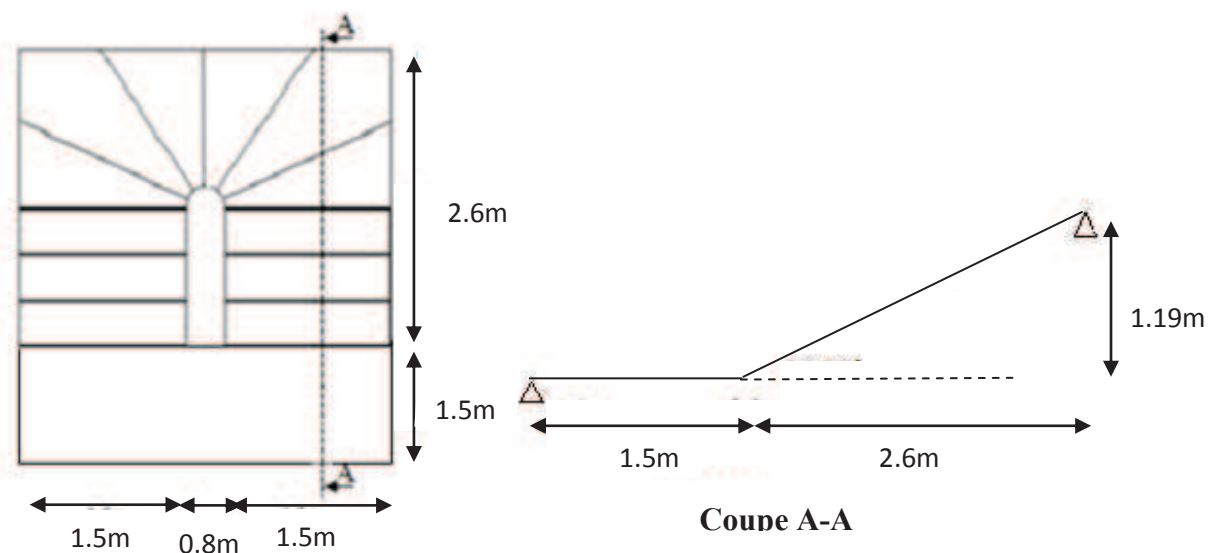


Fig.II.7 Vue en plan du 2^{ème} type d'escalier

➤ Pré dimensionnement de la poutre brisée :

Le pré dimensionnement de la poutre se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante :

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

$$L=3.8\text{m} \Rightarrow 25.33 \leq h \leq 38$$

Soit $h = 40\text{ cm}$ et $b = 35\text{cm}$.

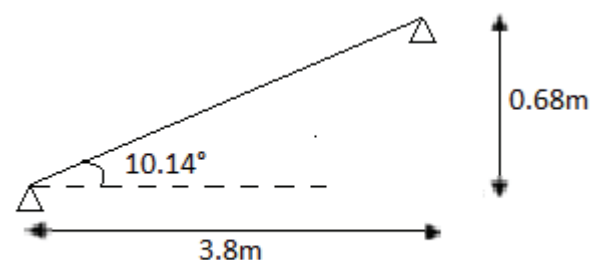


Fig.II.8 La poutre brisée

▪ Vérifications :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA

(Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b > 20\text{cm}$Vérifiée.
- ✓ $h > 30\text{cm}$Vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1.14 < 4$ Vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres brisées les dimensions suivantes :

- ❖ $h = 40\text{ cm}$
- ❖ $b = 35\text{ cm}$

• Poids de la poutre brisée :

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.40}{\cos 10.14^\circ} = 10.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow G = 10.15 \times 0.35 = 3.5 \text{ KN/ml.}$$

II.6 Évaluation des charges et surcharges :

II.6.1 Plancher terrasse :

❖ La terrasse accessible :

e : épaisseur.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	0.440
Mortier de pose	0.020	0.400
Forme de pente	0.065	1.430
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.120
Isolation thermique	0.040	0.010
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.025	0.280

Tableau II.3 Évaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.

- La charge permanente totale est $G_{terr} = 5.53 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à $Q_{terr} = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

❖ La terrasse inaccessible :

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	1.00
Forme de pente	0.065	1.43
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15

Tableau II.4 Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale est $G_{terr} = 5.56 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est $Q_{terr} = 1.0 \text{ KN/m}^2$.

II.6.2 Plancher de l'étage courant ou commercial :

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15

Tableau II.5 Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

- La charge permanente totale : $G_{étage} = 4.20 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation est $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage à usage de bureau est $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

• **II.6.3 Dalles pleines :**

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36
Dalle pleine	0.140	3.50
Enduit de ciment	0.015	0.27

Tableau II.6 Évaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

- La charge permanente totale est $G_{dalle} = 4.97 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est $Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

II.6.4 Mur extérieur (doubles parois en briques creuses) :

Désignation des éléments	e m)	Poids KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.15

Tableau II.7 Évaluation des charges dans les murs extérieurs.

- La charge permanente totale est $G_{mur} = 2.55 \text{ KN} / \text{m}^2$.

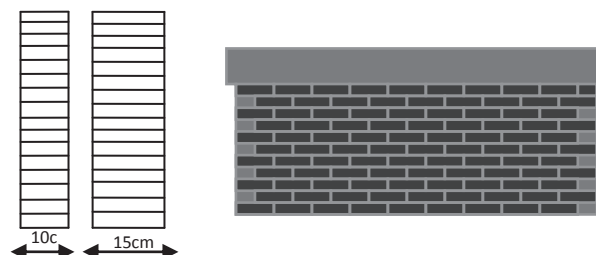


Fig. II.9 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).

II.6.5 Mur intérieur (une seule paroi en briques creuses) :

Désignation des éléments	e m)	Poids KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.15

Tableau II.8 Évaluation des charges dans les murs intérieurs.

- La charge permanente totale est $G_{mur} = 1.2 \text{ KN} / \text{m}^2$.

II.6.6 Les escaliers type 1 :

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	4.75	5.71
Poids des marches	0.00	2.01
Mortier de pose	0.40	0.40
carrelage	0.44	0.44
Garde-corps	0.00	0.60
Enduit de plâtre	0.15	0.15

Tableau II.9 Évaluation des charges sur les escaliers.

$$G_{palier} = 5.74 \text{ KN} / \text{m}^2 ; G_{volée} = 9.31 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

II.6.7 Les escaliers type 2 :

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	3.75	4.39
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.40	0.40
carrelage	0.44	0.44
Garde-corps	0.00	0.60
Enduit de plâtre	0.15	0.15

Tableau II.10 Évaluation des charges sur les escaliers.

$$G_{palier} = 4.74 \text{ KN} / \text{m}^2 ; G_{volée} = 7.85 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

II.7. Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, réalisé en béton armé son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert ainsi à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher (**Fig.II.10**), et soumise à son poids propre et à une force horizontale.

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 \times 0.07) + [(0.03 \times 0.1)/2]$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

▪ Charge Permanente :

➤ Poids propre:

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN}.$$

➤ Enduit de ciment intérieur :

$$G = \gamma_c \times e \times l \times 1$$

$$G = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$$

➤ Enduit de ciment extérieur :

$$G = \gamma_c \times e \times l \times 1$$

$$G = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$$

$$G_t = 1.7125 + 0.24 + 0.18 = 2.1325 \text{ KN}$$

- La Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml}$

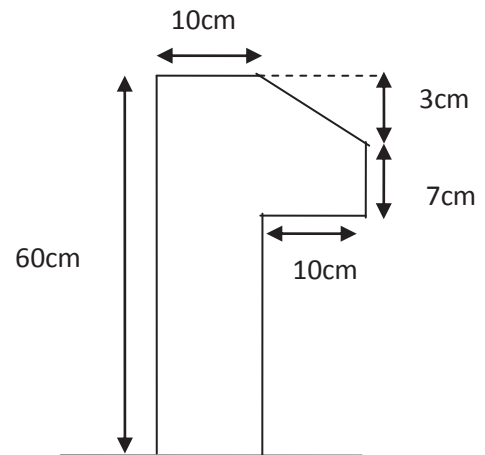


Fig. II.10 Dimension de l'acrotère

II.8 Les Poteaux :

Le poteau est un élément vertical destiné essentiellement à transmettre les charges verticales au sol.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Pour un poteau rectangulaire :
 - $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
 - $\min(b_1, h_1) \geq h_e/20$
 - $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.88 \text{ m}$ Pour le R.D.C.

$h_e = 2.86 \text{ m}$ Pour la soupenne ainsi que tous les autres étages.

- On suppose les dimensions suivantes des poteaux :

- | | |
|--|-----------------------------------|
| ○ R.D.C : | poteaux $(55, 50) \text{ cm}^2$. |
| ○ 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage : | poteaux $(55, 45) \text{ cm}^2$. |
| ○ 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage : | poteaux $(50, 45) \text{ cm}^2$. |
| ○ 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage : | poteaux $(50, 40) \text{ cm}^2$. |
| ○ 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage : | poteaux $(45, 40) \text{ cm}^2$. |
| ○ 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage : | poteaux $(45, 35) \text{ cm}^2$. |
| ○ 1 ^{er} , 2 ^{ème} niveau duplex : | poteaux $(40, 35) \text{ cm}^2$. |
| ○ Terrasse : | poteaux $(40, 30) \text{ cm}^2$. |

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

• La descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. Elle permet l'évaluation de la part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

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

On effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent la plus grande surface afférente.

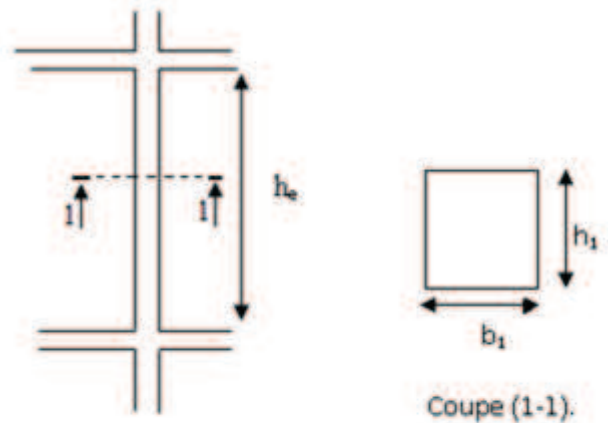


Fig. II.11 Hauteur libre d'étage

II.8.1 Poteau 1 (Pt1):

- Les charges, surcharges et surface afférente :

✓ **Plancher terrasse accessible**

$$S = 1.6 \times 1.85 + 1.9 \times 1.85 \Rightarrow S = 6.475 m^2$$

$$G = 6.475 \times 5.53 = 35.81 KN$$

$$Q = 6.475 \times 1.5 = 9.71 KN$$

$$G_{PP} = 25 \times 0.35 \times 0.30 \times (1.60 + 1.90) = 9.19 KN$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.25 \times 1.775 = 4.66 KN$$

✓ **Plancher étage d'habitation (1^{er} niveau duplex)**

$$S_{cc} = 1.6 \times 1.85 \Rightarrow S = 2.96 m^2$$

$$S_{dp} = 1.6 \times 1.50 \Rightarrow S = 2.40 m^2$$

$$G_{cc} = 2.96 \times 4.2 = 12.432 KN$$

$$G_{dp} = 2.40 \times 4.5 = 10.80 KN$$

$$G = 23.232 KN$$

$$Q_{cc} = 2.96 \times 1.5 = 4.44 KN$$

$$Q_{dp} = 2.40 \times 3.5 = 8.40 KN$$

$$Q = 12.84 KN$$

$$G_{PP} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times (1.60 + 1.90) = 9.19 KN$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times (1.775 + 1.50) = 8.60 KN$$

✓ **Plancher étages d'habitations**

(du 3^{ème} étage au 9^{ème} étage) :

On a le porte-à-faux de la cuisine en dalle pleine pour tous les étages d'habitation

$$Q_{dp} = 2.40 \times 1.5 = 3.60 KN$$

$$\text{Donc } Q = 3.60 + 4.44 = 8.04 KN$$

$$G = 23.232 KN$$

$$G_{PP} = 9.19 KN$$

$$G_{PS} = 8.60 KN$$

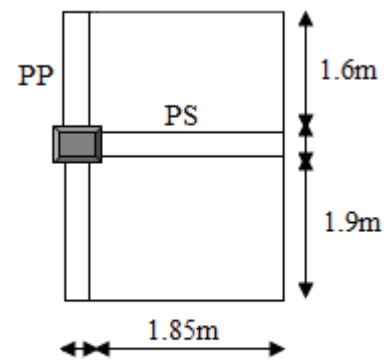


Fig. II.12 Surface afférente du plancher terrasse accessible

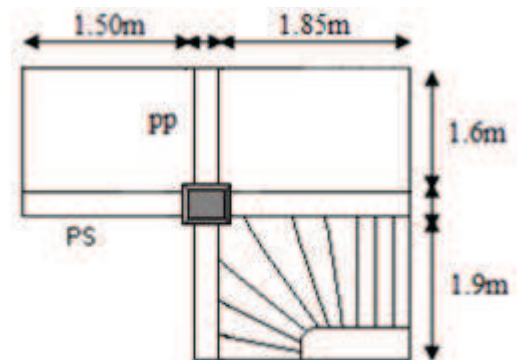


Fig. II.13 Surface afférente des planchers étages d'habitations

✓ **Plancher 2^{ème} étage :**

$$S_{cc} = 2.96m^2$$

$$G_{cc} = 12.432KN$$

$$Q_{cc} = 2.96 \times 2.5 = 7.40KN$$

$$G_{pp} = 9.19KN$$

$$G_{ps} = 4.66KN$$

✓ **Plancher 1^{er} étage :**

$$S = 9.84m^2$$

$$G = 4.20 \times 9.84 = 41.33KN$$

$$Q = 9.84 \times 2.5 = 24.6KN$$

$$G_{pp} = 11.81KN$$

$$G_{ps} = 9.91KN$$

✓ **Pour le plancher du R.D.C. :**

$$S = 9.84m^2$$

$$G = 4.20 \times 9.84 = 41.33KN$$

$$Q = 9.84 \times 5 = 49.20KN$$

• **Les escaliers :**

Pour la volée on a :

$$S_{escalier} = (1.9 \times 1.85) - (1.3 \times 0.8/2) = 2.995m^2$$

$$G = 7.58 \times 2.995 = 22.70KN$$

$$Q = 2.5 \times 2.995 = 7.49KN$$

➤ **La descente de charge :**• **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, les charges transmises sont réduites aux fondations.

• **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.

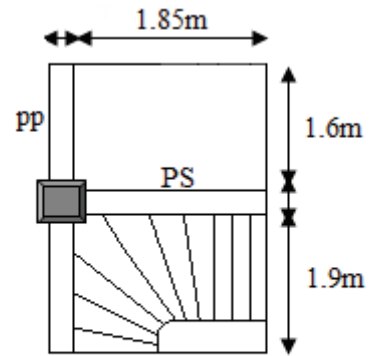


Fig. II.14 Surface afférente
du plancher 2^{ème} étage

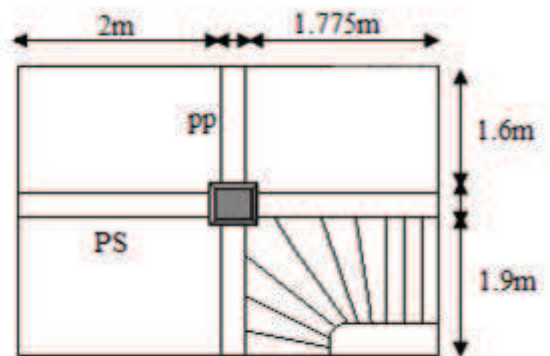


Fig. II.15 Surface afférente du plancher
RDC et 1^{er} étage

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) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

$$N_1 : Q_0 = 9.71KN$$

$$N_2 : Q_1 = 9.71 + 12.84 = 22.55KN$$

$$N_3 : Q_2 = Q_0 + 0.95 \times (12.84 + 8.04 + 7.49) = 36.66KN$$

$$N_4 : Q_3 = Q_0 + 0.90 \times (28.37 + 8.04 + 7.49) = 49.22KN$$

$$N_5 : Q_4 = Q_0 + 0.85 \times (43.9 + 8.04 + 7.49) = 60.22KN$$

$$N_6 : Q_5 = Q_0 + 0.80 \times (59.43 + 8.04 + 7.49) = 69.68KN$$

$$N_7 : Q_6 = Q_0 + 0.75 \times (74.96 + 8.04 + 7.49) = 77.58KN$$

$$N_8 : Q_7 = Q_0 + 0.71 \times (90.49 + 8.04 + 7.49) = 84.98KN$$

$$N_9 : Q_8 = Q_0 + 0.69 \times (106.02 + 8.04 + 7.49) = 93.58KN$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_0 + 0.67 \times (121.55 + 8.04 + 7.49) = 101.55KN$$

$$N_{11} : Q_{10} = Q_0 + 0.65 \times (137.08 + 8.04 + 7.49) = 108.91KN$$

$$N_{12} : Q_{11} = Q_0 + 0.636 \times (152.61 + 8.04 + 7.49) = 116.65KN$$

$$N_{13} : Q_{12} = Q_0 + 0.625 \times (168.14 + 8.04 + 7.49) = 124.504KN$$

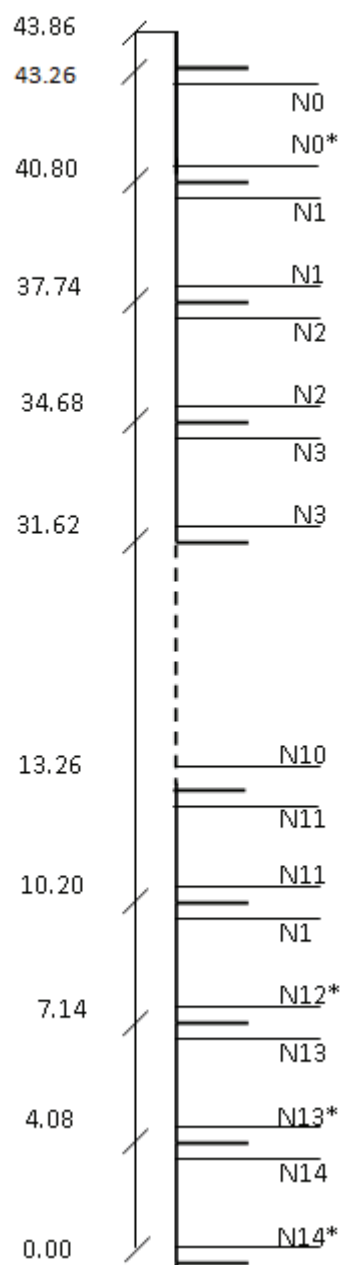


Figure II.16 Schéma statique de la descente de charge

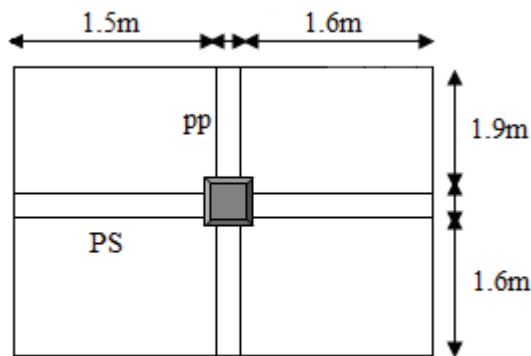
Les résultats de la descente des charges pour le **poteau (Pt1)** sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	35.81	9.71
	Poutres	13.85	
	Poteau	04.50	
	Murs	22.29	
	Total	74.98	
N1*	Venant de N1	74.98	
	Poteaux	10.01	
	Murs	54.48	
	Total	139.47	
N2	Venant de N1*	139.47	22.55
	Plancher	22.73	
	Poutres	17.79	
	Total	179.99	
N2*	Venant de N2	179.99	
	Poteaux	10.01	
	Murs	61.626	
	Poutre palière	05.067	
	escalier	21.60	
	Total	278.293	
N3	Venant de N2*	278.293	36.66
	Plancher	22.73	
	Poutres	17.79	
	Total	318.813	
N3*	Venant de N3	318.813	
	Poteaux	11.26	
	Murs	61.626	
	Poutre palière	05.067	
	escalier	21.60	
	Total	418.366	
N4	Venant de N3*	418.366	49.22
	Plancher	22.73	
	Poutres	17.79	
	Total	458.886	
N4*	Venant de N4	458.886	
	Poteaux	11.26	
	Murs	61.626	
	Poutre palière	05.067	
	escalier	21.60	
	Total	558.439	
N5	Venant de N4*	558.439	60.22
	Plancher	22.73	
	Poutres	17.79	
	Total	598.96	

N5*	Venant de N5 Poteaux Murs Poutre palière escalier Total	598.96 12.87 61.626 05.067 21.60 700.122	
N6	Venant de N5* Plancher Poutres Total	700.122 22.73 17.79 740.642	69.68
N6*	Venant de N6 Poteaux Murs Poutre palière escalier Total	740.642 12.87 61.626 05.067 21.60 841.805	
N7	Venant de N6* Plancher Poutres Total	841.805 22.73 17.79 882.325	77.58
N7*	Venant de N7 Poteaux Murs Poutre palière escalier Total	882.325 14.30 61.626 05.067 21.60 984.918	
N8	Venant de N7* Plancher Poutres Total	984.918 22.73 17.79 1025.438	84.98
N8*	Venant de N8 Poteaux Murs Poutre palière escalier Total	1025.438 14.30 61.626 05.067 21.60 1128.031	
N9	Venant de N8* Plancher Poutres Total	1128.031 22.73 17.79 1168.551	93.58
N9*	Venant de N9 Poteaux Murs Poutre palière escalier Total	1168.551 16.09 61.626 05.067 21.60 1272.934	
N10	Venant de N9* Plancher Poutres Total	1272.934 22.73 17.79 1313.454	101.55

N10*	Venant de N10 Poteaux Mur Poutre palière escalier Total	1313.454 16.09 34.90 05.067 21.60 1391.111	
N11	Venant de N10* Plancher a corps creux Poutres Total	1391.111 11.93 13.85 1416.891	108.91
N11*	Venant de N11 Poteaux Murs Poutre palière escalier Total	1416.891 17.70 27.35 05.067 21.60 1488.608	
N12	Venant de N11* Plancher corps creux Poutres Total	1488.608 41.33 21.72 1551.658	116.65
N12*	Venant de N12 Poteaux Murs Poutre palière escalier Total	1551.658 17.70 27.35 05.067 21.60 1623.375	
N13	Venant de N12* Plancher corps creux Poutres Total	1623.375 41.33 21.72 1686.425	124.504
N13*	Venant de N13 Poteaux Murs Poutre palière escalier Total	1686.425 26.675 38.47 05.067 21.60 1778.237	

Tableau II.11 Descente de charge du poteau (Pt1).

II.8.2 Poteau (Pt2):**Fig. II.17** Surface afférente**➤ Les charges et surcharges :****✓ Plancher terrasse inaccessible :**

$$S = 3.80 \times 3.40 \Rightarrow S = 12.92m^2$$

$$G = 12.92 \times 5.56 = 71.835KN$$

$$Q = 12.92 \times 1.00 = 12.92KN$$

$$G_{PP} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times (1.9 + 1.6) = 9.19KN$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times (1.55 + 1.45) = 7.875KN$$

• Pour tous les autres étages :

$$S = (1.6 + 1.9) \times 1.5 + (1.6 + 1.9) \times 1.6 \Rightarrow S = 10.85m^2$$

$$G_{PP} = 9.19KN$$

$$G_{PS} = 7.875KN$$

✓ Plancher étages d'habitations 2^{ème} niveau duplex (terrasse accessible) :

$$G = 10.85 \times 5.53 = 60.00KN$$

$$Q = 10.85 \times 1.50 = 16.275KN$$

✓ Plancher étages d'habitations (du 3^{ème} étage au 1^{er} niveau duplex) :

$$G = 10.85 \times 4.20 = 45.57KN$$

$$Q = 10.85 \times 1.50 = 16.275KN$$

✓ Plancher 1^{er} et 2^{ème} étage :

$$G = 10.85 \times 4.20 = 45.57KN$$

$$Q = 10.85 \times 2.50 = 27.125KN$$

✓ Plancher R.D.C. :

$$G = 10.85 \times 4.20 = 45.57KN$$

$$Q = 10.85 \times 5.00 = 54.25KN$$

➤ **Dégression de charge :**

$$N_1 : Q_0 = 12.92 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_1 = 12.92 + 16.275 = 29.195 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_2 = Q_0 + 0.95 \times (16.275 \times 2) = 43.84 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_3 = Q_0 + 0.90 \times (16.275 \times 3) = 56.86 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_4 = Q_0 + 0.85 \times (16.275 \times 4) = 68.255 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_5 = Q_0 + 0.80 \times (16.275 \times 5) = 78.02 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_6 = Q_0 + 0.75 \times (16.275 \times 6) = 86.157 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_7 = Q_0 + 0.71 \times (16.275 \times 7) = 93.81 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_8 = Q_0 + 0.69 \times (16.275 \times 8) = 102.76 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_0 + 0.67 \times (16.275 \times 9) = 111.06 \text{ KN}$$

$$N_{11} : Q_{10} = Q_0 + 0.65 \times (16.275 \times 10) = 118.71 \text{ KN}$$

$$N_{12} : Q_{11} = Q_0 + 0.636 \times (162.75 + 27.125) = 133.68 \text{ KN}$$

$$N_{13} : Q_{12} = Q_0 + 0.625 \times (189.875 + 27.125) = 148.545 \text{ KN}$$

$$N_{14} : Q_{13} = Q_0 + 0.615 \times (217.00 + 54.25) = 179.74 \text{ KN}$$

➤ **Descente de charges :**

Les résultats de la descente des charges pour le **poteau (Pt2)** sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	71.835	12.92
	Poutres	17.065	
	Total	88.90	
N1*	Venant de N1	88.90	
	Poteaux	8.58	
	Mur	37.19	
	Total	134.67	
N2	Venant de N1*	134.67	29.195
	Plancher	60.00	
	Poutres	17.065	
	Total	211.735	
N2*	Venant de N2	211.735	
	Poteaux	10.01	
	Murs	34.62	
	Total	256.365	
N3	Venant de N2*	256.365	43.84
	Plancher	45.57	
	Poutres	17.065	
	Total	319.00	

N3*	Venant de N3 Poteaux Murs Total	319.00 10.01 34.62 363.63	
N4	Venant de N3* Plancher Poutres Total	363.63 45.57 17.065 426.265	56.86
N4*	Venant de N4 Poteaux Murs Total	426.265 11.26 33.59 471.115	
N5	Venant de N4* Plancher Poutres Total	471.115 45.57 17.065 533.75	68.255
N5*	Venant de N5 Poteaux Murs Total	533.75 11.26 33.59 578.60	
N6	Venant de N5* Plancher Poutres Total	578.60 45.57 17.065 641.235	78.02
N6*	Venant de N6 Poteaux Murs Total	641.235 12.87 33.59 687.70	
N7	Venant de N6* Plancher Poutres Total	687.70 45.57 17.065 750.33	86.157
N7*	Venant de N7 Poteaux Murs Total	750.33 12.87 33.59 796.79	
N8	Venant de N7* Plancher Poutres Total	796.79 45.57 17.065 859.425	93.81
N8*	Venant de N8 Poteaux Murs Total	859.425 14.30 33.59 907.315	
N9	Venant de N8* Plancher Poutres Total	907.315 45.57 17.065 969.95	102.76

N9*	Venant de N9 Poteaux Murs Total	969.95 14.30 33.59 1017.84	
N10	Venant de N9* Plancher Poutres Total	1017.84 45.57 17.065 1080.475	111.06
N10*	Venant de N10 Poteaux Murs Total	1080.475 16.09 33.59 1130.155	
N11	Venant de N10* Plancher Poutres Total	1130.155 45.57 17.065 1192.79	118.71
N11*	Venant de N11 Poteaux Murs Total	1192.79 16.09 33.29 1242.17	
N12	Venant de N11* Plancher Poutres Total	1242.17 45.57 17.065 1304.805	133.68
N12*	Venant de N12 Poteaux Murs Total	1304.805 17.70 36.46 1358.965	
N13	Venant de N12* Plancher Poutres Total	1358.965 45.57 17.065 1421.60	148.545
N13*	Venant de N13 Poteaux Murs Total	1421.60 17.70 20.42 1459.72	
N14	Venant de N13 Plancher Poutres Total	1459.72 45.57 17.065 1522.355	179.74
N14*	Venant de N13 Poteaux Murs Total	1522.355 26.675 30.67 1579.70	

Tableau II.12 Descente de charge du poteau (Pt2).

II.8.3 Poteau 3 (Pt3):

- Les charges et surcharges :
- ✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$S = 3.977m^2$$

$$G = 3.977 \times 5.56 = 22.11KN$$

$$Q = 3.977 \times 1.00 = 3.977KN$$

$$G_{PP} = 25 \times 0.30 \times 0.50 \times 2.55 = 9.56KN$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 1.34 = 3.52KN.$$

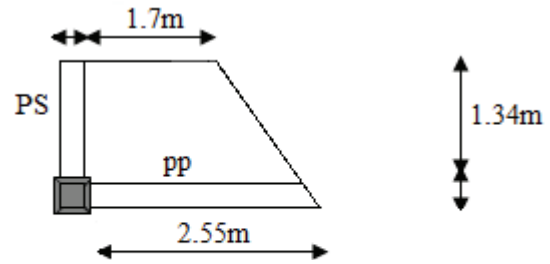


Fig. II.18 Surface afférente du plancher

Terrasse inaccessible

- ✓ Pour les autres planchers :

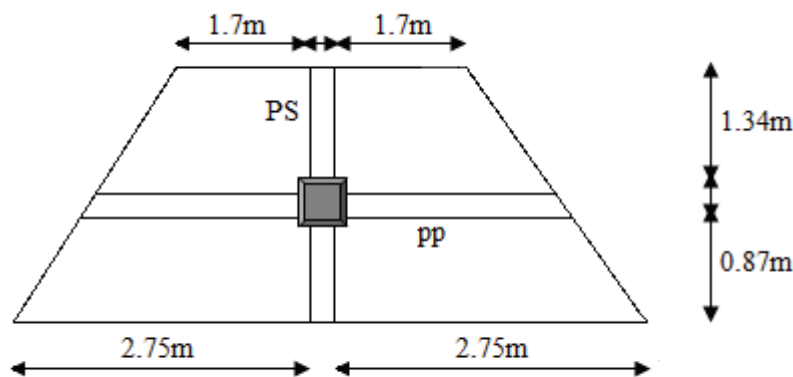


Fig. II.19 Surface afférente des autres planchers

$$S = (2.85 \times 2) + ((0.87 \times 2.55) + 0.21 \times 0.87 / 2) \times 2 \Rightarrow S = 10.32m^2$$

$$G_{PP} = 19.125KN$$

$$G_{PS} = 5.54KN.$$

- ✓ Plancher étages d'habitations (2^{ème} niveau duplex) :

$$G = 10.32 \times 5.53 = 57.07KN$$

$$Q = 10.32 \times 1.50 = 15.48KN$$

- ✓ Plancher étages d'habitations (du 3^{ème} étage au 1^{er} niveau duplex) :

$$G = 10.32 \times 4.20 = 43.344KN$$

$$Q = 10.32 \times 1.50 = 15.48KN$$

- ✓ Plancher 1^{er} et 2^{ème} étage :

$$G = 10.32 \times 4.20 = 43.344KN$$

$$Q = 10.32 \times 2.50 = 25.80KN$$

✓ **Plancher R.D.C. :**

$$G = 10.32 \times 4.20 = 43.344 \text{ KN}$$

$$Q = 10.32 \times 5.00 = 51.60 \text{ KN}$$

➤ **Descente de charges :**

$$N_1 : Q_0 = 3.977 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_1 = 3.977 + 15.48 = 19.46 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_2 = Q_0 + 0.95 \times (15.48 \times 2) = 33.39 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_3 = Q_0 + 0.90 \times (15.48 \times 3) = 45.77 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_4 = Q_0 + 0.85 \times (15.48 \times 4) = 56.61 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_5 = Q_0 + 0.80 \times (15.48 \times 5) = 65.90 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_6 = Q_0 + 0.75 \times (15.48 \times 6) = 73.64 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_7 = Q_0 + 0.71 \times (15.48 \times 7) = 80.91 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_8 = Q_0 + 0.69 \times (15.48 \times 8) = 89.43 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_0 + 0.67 \times (15.48 \times 9) = 97.32 \text{ KN}$$

$$N_{11} : Q_{10} = Q_0 + 0.65 \times (15.48 \times 10) = 104.60 \text{ KN}$$

$$N_{12} : Q_{11} = Q_0 + 0.636 \times (154.8 + 25.80) = 118.84 \text{ KN}$$

$$N_{13} : Q_{12} = Q_0 + 0.625 \times (180.60 + 25.80) = 132.977 \text{ KN}$$

$$N_{14} : Q_{13} = Q_0 + 0.615 \times (206.40 + 51.60) = 162.647 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges pour le **poteau(Pt3)** sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	22.11	3.977
	Poutres	13.08	
	Acrotère	09.50	
	Total	44.69	
N1*	Venant de N1	44.69	
	Poteaux	8.58	
	Murs	36.17	
	Total	89.44	
N2	Venant de N1*	89.44	19.46
	Plancher	57.07	
	Poutres	24.665	
	Total	171.175	
N2*	Venant de N2	171.175	
	Poteaux	10.01	
	Murs	31.00	
	Total	212.185	
N3	Venant de N2*	212.185	33.39
	Plancher	43.344	
	Poutres	24.665	
	Total	280.194	

N3*	Venant de N3 Poteaux Murs Total	280.194 10.01 31.00 321.204	
N4	Venant de N3* Plancher Poutres Total	321.204 43.344 24.665 389.213	45.77
N4*	Venant de N4 Poteaux Murs Total	389.213 11.26 7.58 408.053	
N5	Venant de N4* Plancher Poutres Total	408.053 43.344 24.665 476.062	56.61
N5*	Venant de N5 Poteaux Murs Total	476.062 11.26 7.58 494.902	
N6	Venant de N5* Plancher Poutres Total	494.902 43.344 24.665 562.911	65.90
N6*	Venant de N6 Poteaux Murs Total	562.911 12.87 7.58 583.361	
N7	Venant de N6* Plancher Poutres Total	583.361 43.344 24.665 651.37	73.64
N7*	Venant de N7 Poteaux Murs Total	651.37 12.87 7.58 671.82	
N8	Venant de N7* Plancher Poutres Total	671.82 43.344 24.665 739.829	80.91
N8*	Venant de N8 Poteaux Murs Total	739.829 14.30 7.58 761.709	
N9	Venant de N8* Plancher Poutres Total	761.709 43.344 24.665 829.718	89.43

N9*	Venant de N9 Poteaux Murs Total	829.718 14.30 7.58 851.598	
N10	Venant de N9* Plancher Poutres Total	851.598 43.344 24.665 919.607	97.32
N10*	Venant de N10 Poteaux Murs Total	919.607 16.09 7.58 943.277	
N11	Venant de N10* Plancher Poutres Total	943.277 43.344 24.665 1011.286	104.60
N11*	Venant de N11 Poteaux Murs Total	1011.286 16.09 16.12 1043.496	
N12	Venant de N11* Plancher Poutres Total	1043.496 43.344 24.665 1111.505	118.84
N12*	Venant de N12 Poteaux Murs Total	1111.505 17.70 16.12 1145.325	
N13	Venant de N12* Plancher Poutres Total	1145.325 43.344 24.665 1213.334	132.977
N13*	Venant de N13 Poteaux Murs Total	1213.334 17.70 40.11 1271.144	
N14	Venant de N13 Plancher Poutres Total	1271.144 43.344 24.665 1339.153	162.647
N14*	Venant de N14 Poteaux Murs Total	1339.153 26.675 40.11 1405.938	

Tableau II.13 descente de charges du poteau (Pt3)

	G (KN)	Q (KN)
Poteau 1	1778.237	124.504
Poteau 2	1579.70	179.74
Poteau 3	1405.938	162.647

Tableau II.14 Résultats dans les trois descentes de charges.

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (**Pt1**) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 1778.237 \text{ KN}, Q_{totale} = 124.504 \text{ KN}$$

$$N_u = (1.35 \times 1778.237 + 1.5 \times 124.504) \times 1.1 = 2846.114 \text{ KN}.$$

II.8.4 Vérification du poteau (Pt1) :

- **R.D.C. :**

- **Vérification à la compression simple:**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \text{ Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2846.114 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.190 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.190 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.55 \times 0.50 = 0.275 \text{ m}^2$$

- **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton .

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

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

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856m.$$

$$B = 0.55 \times 0.50 = 0.275m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.55^3}{12} = 6.93 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{6.93 \times 10^{-3}}{0.275}} = 0.159$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.159} = 17.962 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{17.962}{35}\right)^2} = 0.807$$

D'après le **BAEL 91** : $A_s = 1\% B_r$

Donc :

$$N_u \leq \alpha \times B_r \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)$$

On doit vérifier que :

$$B_{r-cal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{r-cal} \geq \frac{2846.114 \times 10^{-3}}{0.807 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.160m^2$$

Or nous avons $B_r = (55 - 2.5) \times (50 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.2493m^2$

$0.2493 > 0.160$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

➤ Pour le 1^{er} et 2^{ème} étage :

$$N_u = 2603.184 \text{ KN.}$$

$$B \geq 0.1735 \text{ m}^2, \text{ On prend } B = 0.55 \times 0.45 = 0.247 \text{ m}^2$$

B (m ²)	B_r (m)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_{r-cal} = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.2475	0.2493	3.06	2.142	0.159	13.49	0.825	0.143

Tableau II.15 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 1^{er} et 2^{ème} étage.

$$0.2493 > 0.143$$

Le poteau ne risque pas de flamber.

➤ Pour les étages 3, 4 :

$$N_u = 2233.357 \text{ KN}$$

$$B \geq 0.1489 \text{ m}^2, \text{ On prend } B = 0.50 \times 0.45 = 0.225 \text{ m}^2$$

B (m ²)	B_r (m)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_{r-cal} = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.225	0.202	3.06	2.142	0.144	14.84	0.820	0.123

Tableau II.16 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 3, 4.

$$0.202 > 0.123$$

Le poteau ne risque pas de flamber.

➤ Pour les étages 5, 6 :

$$N_u = 1815.34 \text{ KN}$$

$$B \geq 0.110 \text{ m}^2, \text{ On prend } B = 0.40 \times 0.50 = 0.20 \text{ m}^2$$

B (m ²)	B_r (m)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_{r-cal} = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.20	0.178	3.06	2.142	0.144	14.84	0.82	0.1006

Tableau II.17 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 5, 6.

$$0.178 > 0.1006$$

Le poteau ne risque pas de flamber.

➤ Pour les étages 7, 8 :

$$N_u = 1365.05 \text{ KN}$$

$$B \geq 0.091 \text{ m}^2, \text{ On prend } B = 0.40 \times 0.45 = 0.18 \text{ m}^2$$

B (m ²)	B_r (m)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_{r-cal} = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.180	0.159	3.06	2.142	0.130	16.49	0.814	0.076

Tableau II.18 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 7 et 8.

$$0.159 > 0.076$$

Le poteau ne risque pas de flamber.

➤ Pour les étages 9, 10 :

$$N_u = 910.50 \text{ KN}$$

$$B \geq 0.091 \text{ m}^2, \text{ On prend } B = 0.35 \times 0.45 = 0.1575 \text{ m}^2$$

B (m ²)	B_r (m)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_{r-cal} = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.1575	0.138	3.06	2.142	0.130	16.49	0.814	0.0508

Tableau II.19 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 9,10.

$$0.138 > 0.0508$$

Le poteau ne risque pas de flamber.

➤ Pour les étages, 1^{er} et 2^{ème} niveau duplex :

$$N_u = 612.33 \text{ KN}$$

$$B \geq 0.0408 \text{ m}^2, \text{ On prend } B = 0.35 \times 0.40 = 0.140 \text{ m}^2$$

B (m ²)	B_r (m)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_{r-cal} = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.140	0.122	3.06	2.142	0.115	18.55	0.804	0.0346

Tableau II.20 Vérification au flambement des poteaux 1^{er} et 2^{ème} niveau duplex.

$$0.122 > 0.0346$$

Le poteau ne risque pas de flamber.

➤ **Pour la terrasse :**

$$N_u = 221.30 \text{ KN}$$

$$B \geq 0.0147 \text{ m}^2$$

$$\text{On prend } B = 0.30 \times 0.40 = 0.120 \text{ m}^2$$

B (m ²)	B_r (m)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_{r-cal} = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.12	0.103	3.06	2.142	0.115	18.55	0.804	0.0125

Tableau II.21 Vérification au flambement des poteaux de la terrasse.

$$0.103 > 0.0125$$

Le poteau ne risque pas de flamber.

II.9 Conclusion :

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

➤ **Poutres principales :**

- ✓ R.D.C et 1^{er} étage : $45 \times 30 \text{ cm}^2$.
- ✓ Du 2^{ème} au dernier étage : $35 \times 30 \text{ cm}^2$.
- ✓ Les quatre poutres (Pr1), (Pr2), (Pr3) et (Pr4,) : $50 \times 30 \text{ cm}^2$.

➤ **Poutres secondaires :** $35 \times 30 \text{ cm}^2$.➤ **Poteaux :**

- ✓ R.D.C : poteaux (55, 50) cm².
- ✓ 1^{er}, 2^{ème} étage : poteaux (55, 45) cm².
- ✓ 3^{ème}, 4^{ème} étage : poteaux (50, 45) cm².
- ✓ 5^{ème}, 6^{ème} étage : poteaux (50, 40) cm².
- ✓ 7^{ème}, 8^{ème} étage : poteaux (45, 40) cm².
- ✓ 9^{ème}, 10^{ème} étage : poteaux (45, 35) cm².
- ✓ 1^{er}, 2^{ème} niveau duplex : poteaux (40, 35) cm².
- ✓ Terrasse : poteaux (40, 30) cm².

Chapitre III :

Étude des éléments secondaires

III.1 Introduction:

Dans ce chapitre on étudiera tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère et enfin l'ascenseur.

III.2 Méthodes de calculs

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

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

a. Méthode forfaitaire

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$). Donnée par le **BAEL91 (Art III.2)**

• Conditions d'application de la méthode forfaitaire : Il faut que :

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

• Principe de la méthode

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

• Moment sur appuis

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

- **Appuis intermédiaires**

Poutres à deux travées

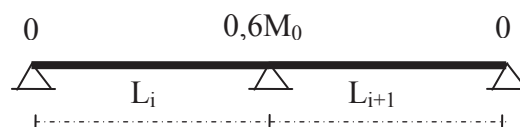


Fig. III.1 Schémas statique d'une poutrelle a deux travées

Poutres à plus de deux travées

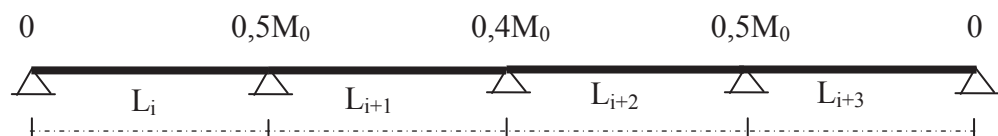


Fig. III.2 Schémas statique d'une poutrelle a plusieurs travées

Ces moment sont de l'ordre de : $(-0,5M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive, et $(-0,4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

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

• Moment en Travées

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

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

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

M_g : moment gauche ; M_d : moment droite.

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

• Évaluation des efforts tranchant

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

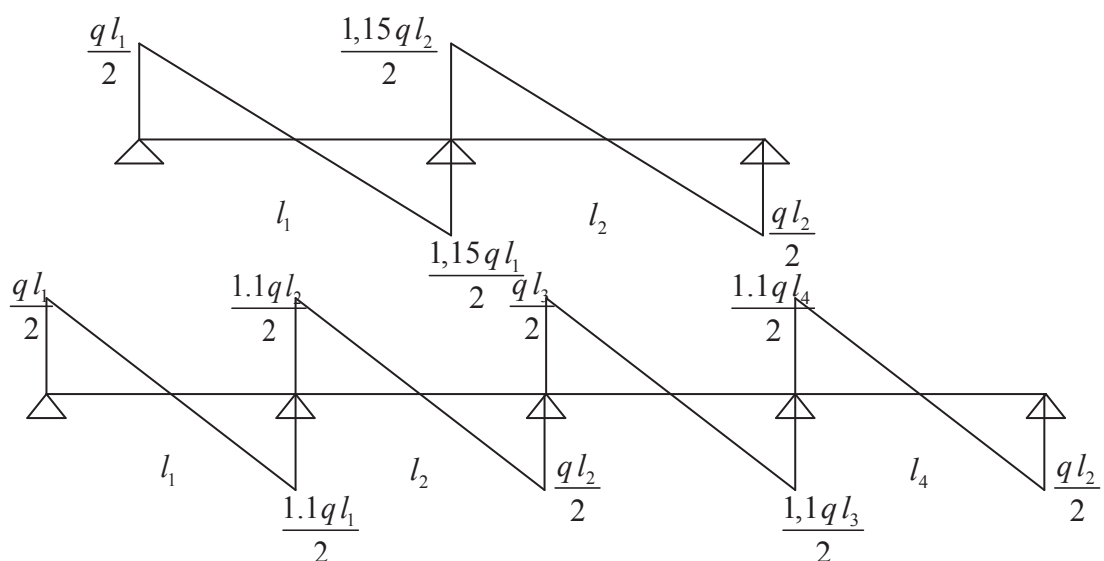


Fig. III.3 Évaluation des efforts tranchants

b. Méthode de CAQUOT

- **Condition d'application**

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

- **Principe de la méthode**

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

- **Moment en appui :**

$$M_2 = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

M_2 : Moment à l'appui 2.

l_g' et l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l$ Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$ Pour une travée de rive.

- **Moment en travée :**

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec M_g, M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$M_0 = \frac{ql^2}{8}$: Moment isostatique.

- **L'effort tranchant :**

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

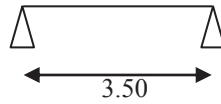
$$V_d = V_g + q \times l$$

III.3 Étude des poutrelles :

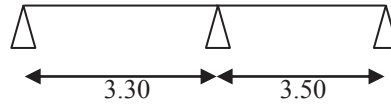
III.3.1 Les Différents types de poutrelles :

- Poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type 1

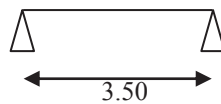


Type 2 :

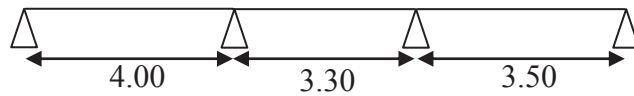


- Poutrelles du duplex (2^{ème} niveau) :

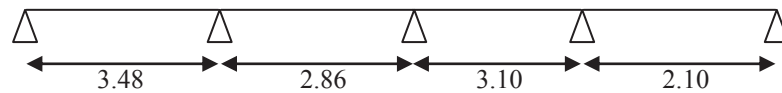
Type 1 :



Type 2 :

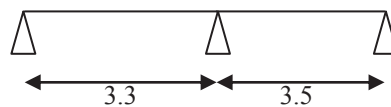


Type 3 :

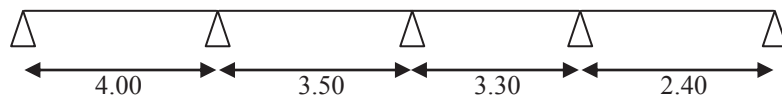


- Poutrelles du duplex (1^{er} niveau) :

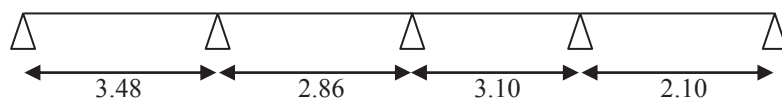
Type 1 :



Type 2 :

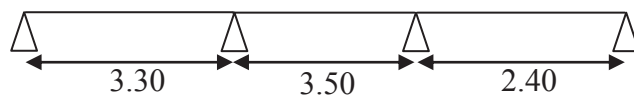


Type 3 :

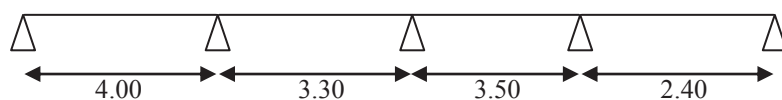


• Poutrelles des planchers étages d'habitations :

Type 1 :

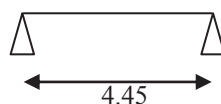


Type 2 :

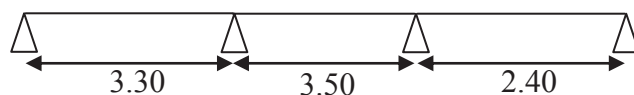


• Poutrelles du plancher 1^{er} étage :

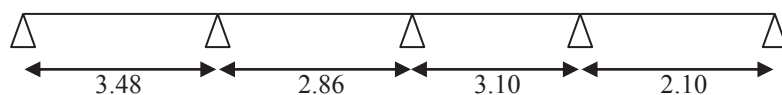
Type 1



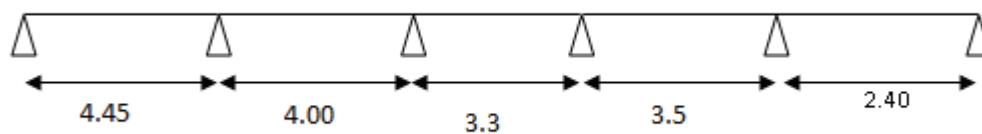
Type 2:



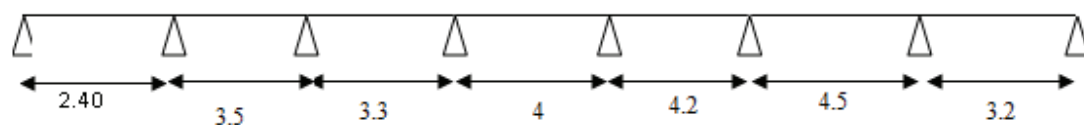
Type 3 :



Type 4 :

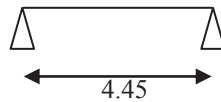


Type 5 :

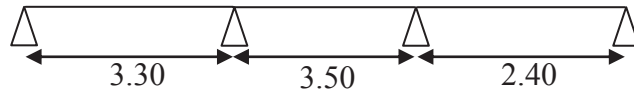


• **Poutrelles du plancher RDC :**

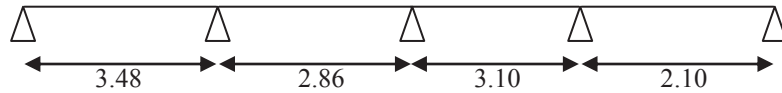
Type 1



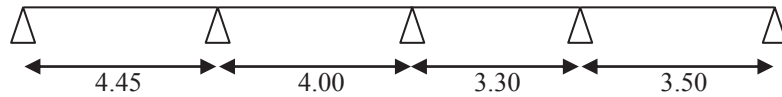
Type 2:



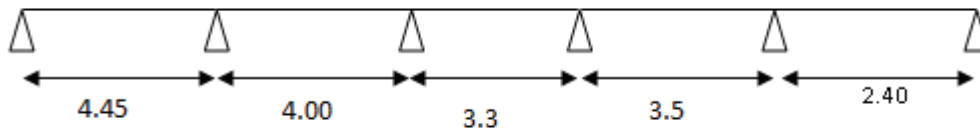
Type 3 :



Type 4 :



Type 5 :



III.3.2 Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :

Calcul des sollicitations :

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	P_u (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	P_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.56	1.00	9.00	5.85	6.56	4.26
Duplex (2 ^{ème} niveau)	5.53	1.50	9.71	6.31	7.03	4.56
Étages d'habitations	4.20	1.50	7.92	5.14	5.70	3.70
étages bureaux	4.20	2.50	9.42	6.12	6.70	4.35
Étages commerciaux	4.20	5.00	13.17	8.56	9.20	5.98

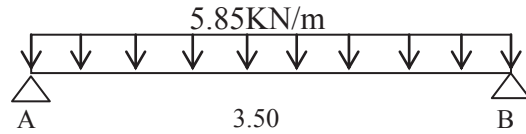
Tableau III.1 Charges et surcharges d'exploitation.

a) Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible :

Étant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants.

Poutrelle de type 1 :

$$\begin{aligned} P_u &= 5.85 \text{ KN/m} \\ P_s &= 4.26 \text{ KN/m} \\ G &= 5.56 \text{ KN/m}^2 \\ Q &= 1 \text{ KN/m} \\ \alpha &= 0.152 \end{aligned}$$

**Fig. III.4** Schéma statique de la poutrelle type 1

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.5	5.85	8.95	0	0	8.95	10.23	10.23

Tableau III.2 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible. (Type 1).

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.5	4.26	6.52	0	0	6.52	7.45	7.45

Tableau III.3 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible. (Type 1).**Poutrelle de type 2 :****• Moments isostatiques :****À l'ELU :**

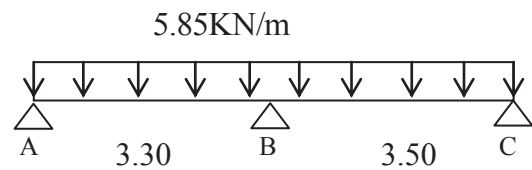
$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.85 \times 3.30^2}{8} = 7.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 8.95 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = 5.79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 6.52 \text{ KN.m}$$

**Fig. III.5** Schéma statique de la poutrelle**• Moments sur les appuis :**

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 $0.15 \times M_0$.

Appuis intermédiaires :

À l'ELU :

$$M_B = 0.6 \times M_{BC}^0 = 0.6 \times 8.95 = 5.37 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = 0.6 \times M_{BC}^0 = 0.6 \times 6.52 = 3.91 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.56} = 0.152$$

$$\alpha = 0.152 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.045. \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.245. \end{cases}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 7.96 - \frac{5.37}{2} = 5.67 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 4.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 8.95 - \frac{5.37}{2} = 6.71 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 5.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS :

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 4.12 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 3.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 4.89 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 4.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les efforts tranchants :**

À l'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{5.85 \times 3.3}{2} = 9.65 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = 11.1 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{5.85 \times 3.5}{2} = 11.77 \text{ KN}$$

$$V_C = 10.23 \text{ KN}$$

À l'ELS :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{4.26 \times 3.3}{2} = 7.02 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = 8.08 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{4.26 \times 3.5}{2} = 8.57 \text{ KN}$$

$$V_C = 7.45 \text{ KN}$$

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	5.85	7.96	0.00	5.37	5.67	9.65	11.1
B-C	3.5	5.85	8.95	5.37	0.00	6.71	11.77	10.23

Tableau III.4 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (Type2).

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	4.26	5.79	0.00	3.91	4.12	7.02	8.08
B-C	3.5	4.26	6.52	3.91	0.00	4.89	8.57	7.45

Tableau III.5 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (Type 2).**b) Poutrelles du Plancher duplex (2^{ème} niveau):****Poutrelle de type 1 :**

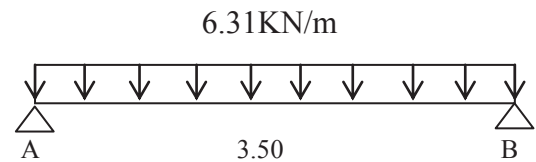
$$P_u = 6.31 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 4.56 \text{ KN/m}$$

$$G = 5.53 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\alpha = 0.213$$

**Fig. III.6** Schéma statique de la poutrelle

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.5	6.31	9.66	0	0	9.66	11.04	11.04

Tableau III.6 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (Type 1).

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.5	4.56	6.98	0	0	6.98	7.98	7.98

Tableau III.7 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (Type 1).

Poutrelle de Type 2 :

$$P_u = 6.31 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 4.56 \text{ KN/m}$$

$$G = 5.53 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\alpha = 0.213$$

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.3	6.31	8.58	0.00	5.79	6.23	10.41	11.97
B-C	3.5	6.31	9.66	5.79	0.00	7.38	12.69	11.04

Tableau III.8 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible.
(Type 4).

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.3	4.56	6.2	0.00	4.19	4.5	7.52	8.65
B-C	3.5	4.56	6.98	4.19	0.00	5.33	9.17	7.98

Tableau III.9 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible
(Type 4).

c) Poutrelles du Plancher duplex (1^{er} niveau) :**Poutrelle de Type 1 :**

$$P_u = 5.14 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 3.70 \text{ KN/m}$$

$$G = 4.20 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\alpha = 0.263$$

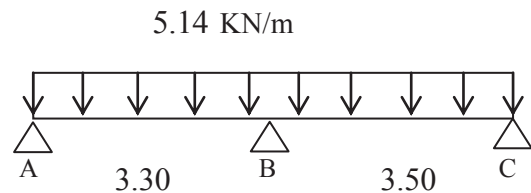


Fig. III.7 Schéma statique de la poutrelle

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.3	5.14	6.99	0.00	-4.72	5.18	8.48	-9.75
B-C	3.5	5.14	7.81	-4.72	0.00	6.13	10.34	-8.99

Tableau III.10 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	3.70	5.03	0.00	-3.40	3.73	7.52	8.65
B-C	3.5	3.70	5.66	-3.40	0.00	4.41	9.17	7.98

Tableau III.11 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (Type 1).

Poutrelle de type 2 :

$$P_u = 5.14 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 3.70 \text{ KN/m}$$

$$G = 4.20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = 0.263$$

$$1 + 0.3 \times \alpha = 1.078$$

$$1.2 + 0.3 \times \alpha = 1.278$$

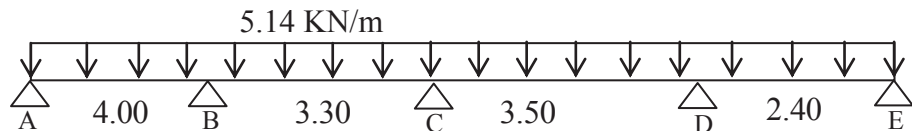


Fig. III.8 Schéma statique de la poutrelle type 2

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.00	5.14	10.28	0	-5.14	8.52	10.28	-11.30
B-C	3.30	5.14	6.99	-5.14	-3.14	3.77	9.32	-8.48
C-D	3.50	5.14	7.87	-3.14	-3.93	4.95	8.99	-9.89
D-E	2.40	5.14	3.70	-3.93	0	2.36	6.78	-6.16

Tableau III.12 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2).

Travée	L (m)	P _s (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.00	3.70	7.4	0	-3.70	6.13	7.4	-8.14
B-C	3.30	3.70	5.03	-3.70	-2.26	2.71	6.71	-6.10
C-D	3.50	3.70	5.66	-2.26	-2.83	3.56	6.47	-7.12
D-E	2.40	3.70	2.66	-2.83	0	1.70	4.88	-4.44

Tableau III.13 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2).

Poutrelle de type 3 :

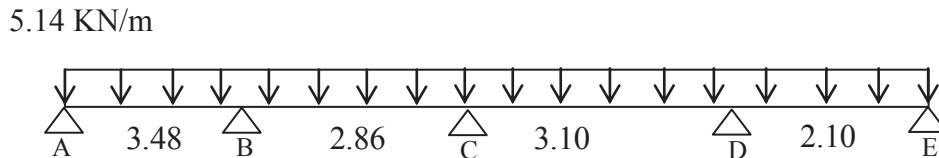
$$P_u = 5.14 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 3.70 \text{ KN/m}$$

$$G = 4.20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = 0.263$$

**Fig. III.9** Schéma statique de la poutrelle type 3

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.48	5.14	7.78	0	-3.89	6.44	8.94	-9.83
B-C	2.86	5.14	5.25	-3.89	-2.47	2.83	8.08	-7.35
C-D	3.10	5.14	6.17	-2.47	-3.08	3.88	7.96	-8.76
D-E	2.10	5.14	2.83	-3.08	0	1.81	5.93	-5.39

Tableau III.14 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3).

Travée	L (m)	P_s (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.48	4.20	5.60	0	2.80	4.64	6.43	-7.08
B-C	2.86	4.20	3.78	2.80	1.77	2.04	5.82	-5.29
C-D	3.10	4.20	4.44	1.77	2.22	2.79	5.73	-6.30
D-E	2.10	4.20	2.04	2.22	0	1.30	4.27	-3.88

Tableau III.15 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3).

Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles :

Types de planchers sollicitations		ELU			ELS		
		M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)
Terrasse inaccessible	T1	1.34	8.95	10.23	4.18	3.76	7.67
	T2	5.37	6.71	11.77	3.91	4.89	8.57
Duplexe 1^{er} niveau	T1	5.81	5.23	10.65	4.18	3.76	7.67
	T2	7.5	6.87	12.15	5.4	4.94	8.75
	T3	5.67	5.2	10.57	4.08	3.74	7.61
Duplexe 2^{ème} niveau	T1	1.54	10.28	10.28	1.11	7.4	7.4
	T2	5.14	8.52	11.3	3.7	6.13	7.4
	T3	5.67	5.2	10.57	4.08	3.74	7.61
Étage habitation	T1	5.73	4.42	10.22	4.13	3.18	7.35
	T2	7.5	6.87	12.15	5.4	4.94	8.75
Étage bureau	T1	6.83	5.26	12.16	6.83	3.74	8.64
	T2	8.93	8.18	14.47	6.35	5.81	10.28
	T3	6.75	6.19	12.59	4.8	4.4	8.94
1^{er} étage	T1	2.27	15.14	13.61	1.61	10.76	9.67
	T2	6.83	5.26	12.16	4.85	3.74	8.64
	T3	6.75	6.19	12.59	4.8	4.4	8.94
	T4	11.37	9.99	16.17	8.08	7.10	11.49
	T5	8.75	6.91	13.69	6.22	4.91	9.73
Étage commercial	T1	3.17	21.18	19.04	2.22	14.8	13.3
	T2	9.55	7.36	17.02	6.67	5.14	11.89
	T3	9.44	8.66	17.61	6.60	6.05	12.63
	T4	15.91	13.97	22.62	11.11	9.76	15.80
	T5	12.23	9.66	19.36	8.55	6.75	15.78

Tableau III.16 Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

III.3.3 Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

- **Plancher de la terrasse inaccessible :**

a)- En travées :

On ferraille les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 8.95 \text{ KN.m}, M_a^{rive} = 0.15 \times 8.95 = 1.34 \text{ KN.m}, V_u = 10.23 \text{ KN}$$

Calcul de M_{TV} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 MN.m$$

$$M_{tu} = 0.059 MN.m \dots\dots\dots \textbf{Béton Armé IUP GCI3 (Article 4.4.2)}$$

$$M_t^{\max} = 8.95 \times 10^{-3} MN.m$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{8.95 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.029 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 Mpa$$

On a

$$\mu_l = 0.3916$$

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.036$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.027) = 0.177 m$$

$$A_t = \frac{8.95 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 1.45 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 1.45 cm^2$$

➤ Verification:

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

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow \text{Condition vérifié, on ferraille avec } A_{\min}$$

$$A = 2T10 = 1.57 cm^2$$

b)-En appuis :

- **appui de rive :**(calcul forfaitaire)

$$M_a^{rive} = 1.34 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.036$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.036) = 0.177 \text{m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.21 \text{cm}^2$$

On choisit : A= 1T8=0.5cm²

➤ **Cisaillement :**

$$V_u = 10.23 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{10.23 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.56 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Choix des armatures transversales :**

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

$$\text{Soit : } A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ty} K)} \text{ CBA93 (Article A.5.1.2.2)}$$

K=1 flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

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

On a $St \leq 912\text{cm}$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57\text{m} = 57\text{cm}$$

On prend $St = 15\text{cm}$

➤ **Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales :**

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_L \geq \frac{1.15}{400} \times 10.23 \times 10^{-3} = 0.294\text{cm}^2$$

$$A_L \geq 0.294\text{cm}^2$$

Or, $A_L = 3T10 = 2.36\text{ cm}^2$ est vérifiée

➤ **Vérification de la jonction table nervure au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{10.23 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.667\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.25\text{ MPa}$$

$\tau_u < 3.25\text{ MPa}$Vérifiée.

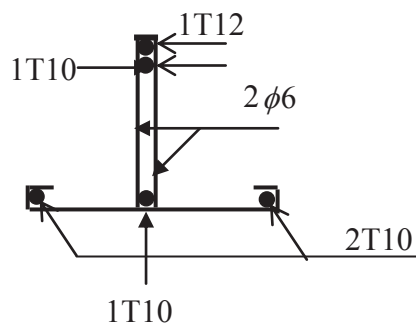


Fig. III.10 Schéma de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Le ferrailage des autres types de poutrelles et résumé dans les tableaux suivants :

poutrelles	type	$M_t = 8.95 \text{ KN.m}$								$M_a r = 1.34 \text{ KN.m}$			
		μ_{bu}	α	Z (m)	A Cm^2	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm^2	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm^2
Terrasse inaccessible	1et2	0.029	0.036	0.177	1.45					0.029	0.036	0.177	0.21
Duplexe 1 ^{er} niveau	1et2	$M_t = 6.87 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 7.5 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 1.54 \text{ KN.m}$			
	3	0.022	0.027	0.187	1.10	0.163	0.223	0.163	1.32	0.033	0.041	0.177	0.25
Duplexe 2 ^{ème} niveau	1, 2 et 3	$M_t = 10.28 \text{ KN.m}$								$M_a^{\text{rive}} = 1.54 \text{ KN.m}$			
		0.034	0.043	0.176	1.67					0.033	0.041	0.177	0.25
Étage habitation	1et2	$M_t = 6.87 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 7.50 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 1.54 \text{ KN.m}$			
		0.022	0.027	0.178	1.10	0.163	0.223	0.163	2.32	0.033	0.041	0.177	0.25
Étage bureau	1et2	$M_t = 8.18 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 8.93 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 1.38 \text{ KN.m}$			
	3	0.027	0.034	0.177	1.32	0.194	0.272	0.160	1.60	0.039	0.049	0.176	0.29
1 ^{er} étage	1	$M_t = 15.14 \text{ KN.m}$								$M_a^{\text{rive}} = 2.27 \text{ KN.m}$			
		0.05	0.064	0.175	2.40					0.042	0.062	0.175	0.37
	2 3 4et5	$M_t = 9.99 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 13.37 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 2.27 \text{ KN.m}$			
		0.033	0.041	0.177	0.162	0.290	0.489	0.148	2.60	0.042	0.062	0.175	0.37
Étage commerciale	1	$M_t = 21.18 \text{ KN.m}$								$M_a^{\text{rive}} = 3.17 \text{ KN.m}$			
		0.040	0.030	0.177	3.51					0.036	0.049	0.175	0.52
	2 3 4et5	$M_t = 13.97 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 15.91 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 3.17 \text{ KN.m}$			
		0.046	0.058	0.175	2.29	0.345	0.554	0.140	3.26	0.036	0.049	0.175	0.52

Tableau III.17 Calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelle.

Ce tableau résume le choix de type et nombre d'armatures adoptées pour le ferrailage des différents types de poutrelles au niveau de chaque étage.

poutrelles	type	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal	
		position	$A_{calculée}$ cm^2	A_{min} cm^2	$A_{adoptée}(A_l)$ cm^2	Type de barres	A_t	S_t cm
Terrasse inaccessible	1 et 2	travée	1.45	1.41	1.57	2T10	2Φ6	15
		App rive	0.21	0.21	0.5	1T8		
Duplexe 1 ^{er} niveau	1, 2 et 3	travée	1.10	1.41	1.57	2T10	2Φ6	15
		App inter	1.32	0.21	1.54	1T14		
		App rive	0.25	0.21	0.5	1T8		
Duplexe 2 ^{ème} niveau	1, 2 et 3	travée	1.67	1.41	2.26	2T12	2Φ6	15
		App rive	1.54	0.21	1.57	2T10		
Étage habitation	1 et 2	travée	1.10	1.41	1.57	2T10	2Φ6	15
		App inter	1.32	0.21	1.54	1T14		
		App rive	0.25	0.21	0.5	1T8		
Étage bureau	1, 2 et 3	travée	1.32	1.41	2.26	2T12	2Φ6	15
		App inter	1.60	0.21	2.01	1T16		
		App rive	0.29	0.21	0.5	1T8		
1 ^{er} étage	1	travée	2.40	1.41	3.83	2T12+1T10	2Φ6	15
		App rive	0.37	0.21	0.79	1T10		
	2, 3 4 et 5	travée	1.62	1.41	2.36	3T10		
		App inter	2.60	0.21	2.67	1T12+1T14		
Étage commerciale	1	travée	3.51	1.41	3.87	2T14+1T10	2Φ6	15
		App rive	0.52	0.21	0.79	1T10		
	2, 3 4 et 5	travée	2.29	1.41	3.05	2T12+1T10		
		App inter	3.25	0.21	3.55	1T16+1T14		
		App rive	0.52	0.21	0.79	1T10		

Tableau III.18 Choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutrelles.

Ce tableau résume la vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

poutrelles	type	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table nervure	Effort tranchant	
		<i>App rive</i>	<i>App Int</i>		<i>La bielle</i>	<i>cisaillement</i>
		$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0}$ $\tau_u = 3.25Mpa$	$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $V_u \leq 129.6Kn$	$\frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau} = 3.2$
Terrasse inaccessible	1 et 2	$A_l = 2.07$ $A_l \geq 0.29$ vérifiée		$\tau_u = 0.66Mpa$ vérifiée	$V_u = 10.23K$ vérifiée	$\tau_u = 0.56Mpa$ vérifiée
Duplexe (1 ^{er} niveau)	1, 2 et 3	$A_l = 3.61$ $A_l \geq 0.34$ vérifiée	$A_l \geq -0.98$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.69Mpa$ vérifiée	$V_u = 12.15K$ vérifiée	$\tau_u = 0.67Mpa$ vérifiée
Duplexe (2 ^{ème} niveau)	1,2 et 3	$A_l = 3.83$ $A_l \geq 0.29$ vérifiée		$\tau_u = 0.67Mpa$ vérifiée	$V_u = 10.28K$ vérifiée	$\tau_u = 0.57Mpa$ vérifiée
Étage habitation	1 et 2	$A_l = 3.61$ $A_l \geq 0.34$ vérifiée	$A_l \geq -0.98$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.69Mpa$ vérifiée	$V_u = 12.15K$ vérifiée	$\tau_u = 0.67Mpa$ vérifiée
Étage bureau	1, 2 et 3	$A_l = 4.33$ $A_l \geq 0.41$ vérifiée	$A_l \geq -1.16$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.94Mpa$ vérifiée	$V_u = 12.16K$ vérifiée	$\tau_u = 0.8Mpa$ vérifiée
1 ^{er} étage	1	$A_l = 3.84$ $A_l \geq 0.54$ vérifiée		$\tau_u = 1.24Mpa$ vérifiée	$V_u = 13.61K$ vérifiée	$\tau_u = 1.05Mpa$ vérifiée
	2, 3, 4 et 5	$A_l = 5.53$ $A_l \geq 0.5$ vérifiée	$A_l \geq -1.9$ Pas D'influence	$\tau_u = 1.05Mpa$ vérifiée	$V_u = 16.17K$ vérifiée	$\tau_u = 0.89Mpa$ vérifiée
Étage commerciale	1	$A_l = 4.76$ $A_l \geq 0.54$ vérifiée		$\tau_u = 1.24Mpa$ vérifiée	$V_u = 19.04K$ vérifiée	$\tau_u = 1.05Mpa$ vérifiée
	2, 3, 4 et 5	$A_l = 7.1$ $A_l \geq 0.6$ vérifiée	$A_l \geq -2.17$ Pas D'influence	$\tau_u = 1.47Mpa$ vérifiée	$V_u = 22.62K$ vérifiée	$\tau_u = 1.25Mpa$ vérifiée

Tableau III.19 Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

❖ Vérification des poutrelles à l'ELS :

- Il y a lieu de vérifier :
- État limite de compression du béton.
 - État limite d'ouverture des fissures.
 - État limite de déformation.

➤ État limite de compression du béton :

a)- En travée :

$$M_t^{\max} = 6.52KN.m^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.9 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

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

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 1.57 \times 10^{-4} y - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.0235$$

$$y_1 = -0.0397m$$

$$y_2 = 0.0325m$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.012)^3 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.012)^2$$

$$I = 0.585 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.52 \times 10^{-3}}{0.585 \times 10^{-4}} 0.0325 = 3.62 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b)-En appuis de rive :

$$M_{ser} = 0.97 \times 10^{-3} MN.m$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 0.5 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 4.15 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

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

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 0.5 \times 10^{-4} y - 15 \times 0.5 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.0132$$

$$y_1 = -0.0214m$$

$$y_2 = 0.0191m$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.035)^3 + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.035)^2$$

$$I = 0.209 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.97 \times 10^{-3}}{0.209 \times 10^{-4}} 0.0191 = 0.88 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

La vérification à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles est résumée dans le tableau suivant :

poutrelles	type	position	$M_{service}$ Kn.m	A_s cm ²	y cm	$I \times 10^{-4}$ cm ⁴	σ_b Mpa	$\overline{\sigma}_b$ Mpa	observation
Terrasse inaccessible	1 et 2	travée	6.52	1.57	3.25	5868.51	3.62	15	vérifiée
		App rive	0.97	0.5	1.91	2092.86	0.88	15	vérifiée
Duplexe (1 ^{er} niveau)	1, 2 et 3	travée	4.94	1.57	3.25	5868.51	2.74	15	vérifiée
		App inter	5.40	1.54	3.22	5770.63	2.91	15	vérifiée
		App rive	1.11	0.5	1.91	2092.86	0.10	15	vérifiée
Duplexe (2 ^{ème} niveau)	1, 2 et 3	travée	7.40	2.26	3.83	8025.89	3.53	15	vérifiée
		App rive	1.11	1.57	3.25	5868.51	0.61	15	vérifiée
Étage habitation	1 et 2	travée	4.94	1.57	3.25	5868.51	2.74	15	vérifiée
		App inter	5.40	1.54	2.37	3183.78	4.02	15	vérifiée
		App rive	1.11	0.5	1.91	2092.86	1.01	15	vérifiée
Étage bureau	1, 2 et 3	travée	5.81	2.26	3.83	8025.89	2.77	15	vérifiée
		App inter	6.35	2.01	3.25	5868.51	3.52	15	vérifiée
		App rive	1.30	0.5	1.91	2092.86	1.18	15	vérifiée
1 ^{er} étage	1	travée	10.76	3.83	10.00	24628	3.40	15	vérifiée
		App rive	1.61	0.79	1.91	2092.86	1.47	15	vérifiée
	2 et 4	travée	7.10	2.36	3.69	7448.57	3.70	15	vérifiée
		App inter	8.08	2.67	8.00	15115.4	2.62	15	vérifiée
		App rive	2.27	0.5	1.91	2092.86	2.07	15	vérifiée
Étage commercial	1	travée	14.80	3.87	12.93	48439.63	4.38	15	vérifiée
		App rive	2.22	0.79	2.37	3183.78	1.65	15	vérifiée
	2, 3 et 5	travée	9.76	3.05	10.00	24628	3.09	15	vérifiée
		App inter	11.11	3.55	11.90	3854.93	3.49	15	vérifiée
		App rive	2.22	0.79	2.37	3183.78	1.65	15	vérifiée

Tableau III.20 Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.

➤ **État limite d'ouverture des fissures : BAEL 91**(Article B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **État 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.

Évaluation 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 :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{350} = 0.068 < 1/16$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.700cm$$

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

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

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

Évaluation des moments en travée :

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.25cm$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 75997.8cm^4$$

$$I = 75997.8cm^4$$

$$A_s = 1.57cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.011$$

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.011} = 3.87$$

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

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Contraintes (σ_s) :

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

Inerties fictives (I_f) :

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

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

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Évaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.852 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.56 = 3.614 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.56 + 1) = 4.264 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.852 \times 3.50^2}{8} = 1.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.614 \times 3.50^2}{8} = 3.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.264 \times 3.50^2}{8} = 4.26 KN.m$$

$$y = 3.25 cm$$

$$I_0 = 75997.8 cm^4$$

$$I = 5868.51 cm^4$$

$$A_s = 1.57 cm^2$$

$$\rho = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.011} = 3.87$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.87 = 1.54$$

$$\sigma_{sj} = \frac{2.12 \times 10^{-3}}{1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.0325}{2})} = 62.54 Mpa$$

$$\sigma_{sg} = \frac{4.14 \times 10^{-3}}{1.57 \times 10^{-4} (0.18 - \frac{0.0325}{2})} = 153.84 Mpa$$

$$\sigma_{sp} = \frac{4.89 \times 10^{-3}}{1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.0325}{2})} = 181.71 Mpa$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 62.54 + 2.1} = 0.242$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 153.84 + 2.1} = 0.585$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 181.71 + 2.1} = 0.635$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 75997.8}{1 + 3.87 \times 0.242} = 43168.52 cm^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 75997.8}{1 + 3.87 \times 0.585} = 25737.96 cm^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 75997.8}{1 + 3.87 \times 0.635} = 24178.97 cm^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 75997.8}{1 + 1.54 \times 0.585} = 43821.65 cm^4$$

$$f_{ji} = \frac{2.12 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 43168.52 \times 10^{-8}} = 0.61mm$$

$$f_{gi} = \frac{4.14 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 25737.96 \times 10^{-8}} = 0.52mm$$

$$f_{pi} = \frac{4.89 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 24178.97 \times 10^{-8}} = 0.09mm$$

$$f_{vg} = \frac{4.89 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 10721.4 \times 43821.65 \times 10^{-8}} = 0.81mm$$

La flèche totale Δf :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.18 - 0.61 + 0.77 - 1.27 = 0.93mm$$

$$\Delta f = 0.063cm \leq f_{adm} = 0.700cm$$

Pour les autres types de poutrelles les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

poutrelles	type	q_j <i>Kn / m</i>	q_g <i>Kn / m</i>	q_p <i>Kn / m</i>	M_j^{ser} <i>Kn.m</i>	M_g^{ser} <i>Kn.m</i>	M_p^{ser} <i>Kn.m</i>
Terrasse inaccessible	1 et 2	1.85	3.61	4.26	2.12	4.14	4.89
Duplexe 1 ^{er} niveau	1 2et3	1.85	2.73	3.7	2.12	3.13	4.24
Duplexe 2 ^{ème} niveau	1, 2 et 3	1.85	2.73	3.7	2.77	4.09	5.55
Étage habitation	1 et2	1.85	2.73	3.7	2.12	3.13	4.24
Étage bureau	1 2et3	1.85	2.73	4.35	2.12	3.13	6.52
1 ^{er} étage	1	1.85	2.73	4.35	3.43	5.06	8.07
	2 3 4et5	1.85	2.73	4.35	3.43	5.06	8.07
étage commercial	1	1.85	2.73	6.63	3.43	5.06	8.07
	2 3 4et5	1.85	2.73	6.63	2.77	4.09	9.49

poutrelles	type	$I \times 10^{-4}$	$I_0 \times 10^{-4}$	ρ	λ_i	λ_v	σ_j	σ_g	σ_p	μ_j	μ_g	μ_p
		(m^4)					Mpa	Mpa	Mpa			
Terrasse inaccessible	1 et2	5868.51	75997.8	0.011	3.87	1.54	62.54	153.84	0.442	0.585	0.585	0.635
Duplexe 1 ^{er} niveau	1et 2	5868.51	76829.4	0.020	2.13	0.85	45.17	66.69	0.356	0.505	0.505	0.605
Duplexe 2 ^{ème} niveau	1 et 2	8025.89	76948.2	0.021	2.03	0.81	55.63	87.15	0.457	0.609	0.609	0.694
Étage habitation	1et 2	5868.51	76829.4	0.020	2.13	0.85	45.17	66.69	0.356	0.505	0.505	0.605
Étage bureau	1et2	8025.89	77218.2	0.024	1.77	0.70	37.30	55.60	0.416	0.505	0.505	0.721
1 ^{er} étage	1	24628	76953.6	0.022	1.93	0.77	65.14	96.10	0.530	0.651	0.651	0.883
	2 3 4et5	15115.4	77866.2	0.029	1.47	0.58	50.35	74.28	0.537	0.657	0.675	0.768
étage commercial	1	48439.6	77450.4	0.026	1.64	0.65	55.42	81.77	0.532	0.653	0.653	0.765
	23 4et 5	24628	78714	0.041	1.04	0.41	28.83	42.57	0.461	0.595	0.404	0.799

poutrelles	type	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	observation
		$(\times 10^{-4} cm^4)$				(mm)						
Terrasse inaccessible	1 et2	4316 8.52	2573 7.96	2417 8.97	4382 1.65	0.18	0.61	0.77	1.27	0.93	7	vérifiée
Duplexe niveau 1	1 2et 3	5013 0.10	4071 6.08	3692 6.72	5913 0.55	0.38	0.57	1.07	0.67	0.38	8	vérifiée
Duplexe niveau 2	1, 2 et 3	4676 3.22	3987 6.21	2565 3.65	5463 2.34	0.19	0.42	0.87	1.02	0.38	8	vérifiée
Étage habitation	1 et 2	5013 0.10	4071 6.08	3692 6.72	5913 0.55	0.38	0.57	1.07	0.67	0.38	8	vérifiée
Étage bureau	1et2	4891 9.56	4506 1.01	3392 4.61	6275 5.83	0.21	0.34	0.91	1.55	0.77	8	vérifiée
1 ^{er} étage	1	5236 1.65	4675 3.11	3541 2.66	6547 8.14	0.22	0.56	1.02	1.57	0.9	2.15	vérifiée
	2 3 4et5	5215 0.22	4558 0.31	3657 4.65	6345 2.42	0.23	0.54	1.23	1.45	0.53	2.15	vérifiée
étage commercial	1	4549 8.71	4113 8.93	3778 7.38	5980 9.35	0.46	0.75	1.31	2.49	1.47	8.9	vérifiée
	2 3 4et5	5852 5.79	5348 7.39	4728 9.61	6960 5.20	0.29	0.47	1.23	2.51	1.46	8.9	vérifiée

Tableau III.21 Vérifications des états limite de déformations.

III.3.4 Schéma de ferrailage des poutrelles.

Terrasse inaccessible :

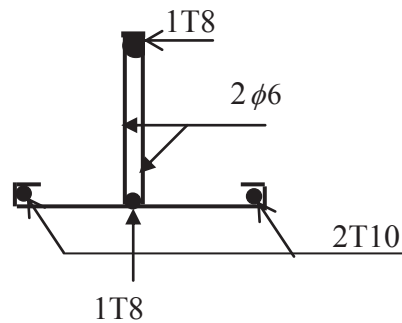


Fig. III.11 Schéma de ferrailage des poutrelles type 1 et 2 de la terrasse inaccessible

Duplex (1^{er} niveau) :

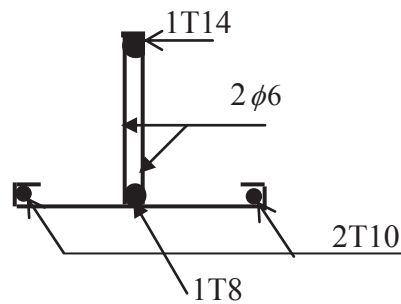


Fig. III.12 Schéma de ferrailage des poutrelles types 1, 2 et 3 du duplex (1^{er} niveau)

Duplex (2^{ème} niveau) :

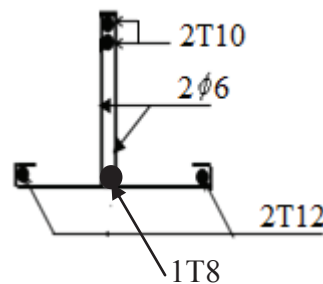


Fig. III.13 Schéma de ferrailage des poutrelles types 1, 2 et 3 du duplex (2^{ème} niveau)

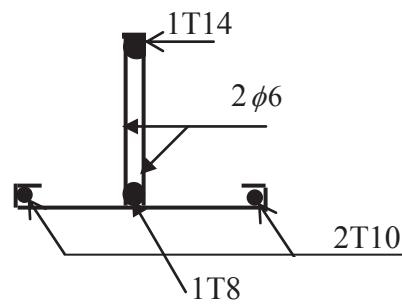
Étages habitations :

Fig. III.14 Schéma de ferrailage des poutrelles types 1 et 2 des planchers étages d'habitations

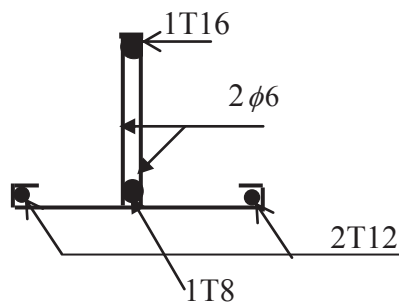
Étages bureaux :

Fig. III.15 Schéma de ferrailage des poutrelles types 1, 2 et 3 des planchers bureaux

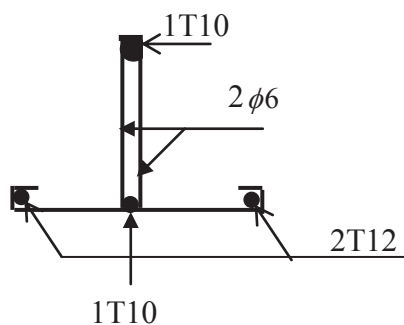
1^{er} étage :

Fig. III.16 Schéma de ferrailage de la poutrelle type 1 du 1^{er} étage

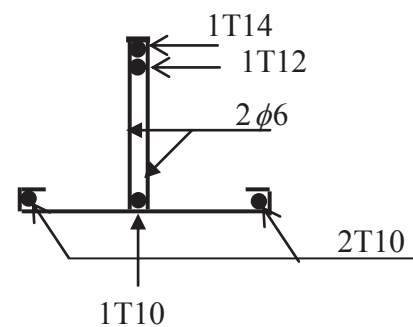


Fig. III.17 Schéma de ferrailage des poutrelles types 2, 3, 4 et 5 du 1^{er} étage

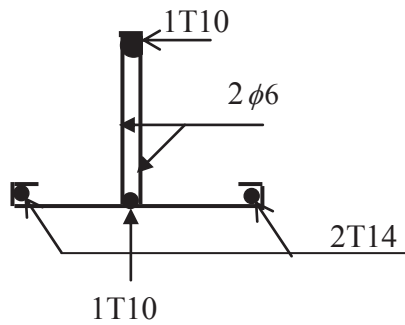
Étage commercial :

Fig. III.18 Schéma de ferrailage de la poutrelle type 1 du plancher R.D.C.

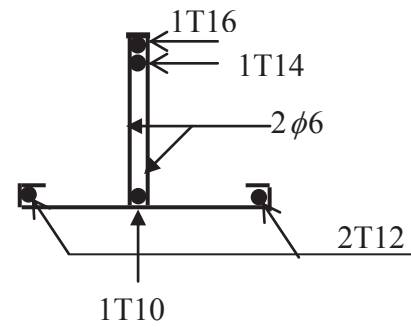


Fig. III.19 Schéma de ferrailage des poutrelles types 2, 3, 4 et 5 du plancher R.D.C.

III.4 Ferrailage de la dalle de compression :

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

- **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{fe} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 0.65}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml. CBA (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Les armatures parallèles aux poutrelles**

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

On adopte :

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

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

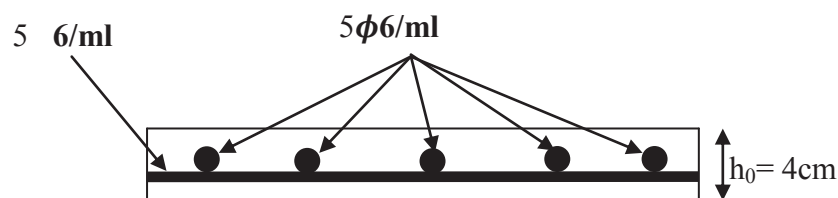


Fig. III.20 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.5 Étude des dalles pleines

III.5.1 Dalles sur 02 appuis (type 1)

Dans les étages courants on a des portes à faux sur deux appuis, de dimensions $L_x \times L_y = (1.50 \times 3.05)m^2$.

La dalle sera calculée sous une charge uniforme (poids propre et surcharge d'exploitation) en plus de la charge des murs extérieurs.

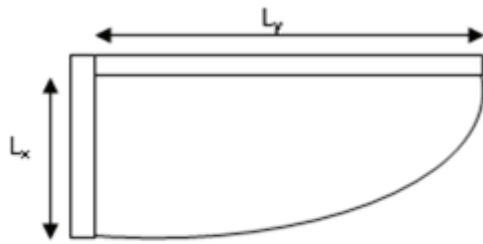


Fig. III.21 schéma de la dalle sur 2 appuis

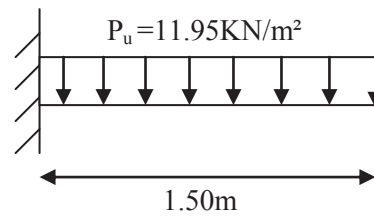


Fig. III.22 Schéma statique de la dalle (Type 1)

$$G = 4.97 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$$

$$e = 14 \text{ cm}$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.95 \text{ kN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 8.47 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.49 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

a) Calcul à l'ELU

▪ Calcul des moments

Du tableau (Annexe 2) on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $\nu = 0$ et $\rho = 0.49$

$$\mu_x = 0.098; \quad \mu_y = 0.25 [2].$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times l_x^2 \times P_u \Rightarrow M_{ox} = 2.63 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y \Rightarrow M_{oy} = 0.66 \text{ kN.m} \end{cases}$$

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

- **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} \Rightarrow M_x^t = 0.85 \times (2.63) \Rightarrow M_x^t = 2.235 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} \Rightarrow M_y^t = 0.85 \times (0.66) \Rightarrow M_y^t = 0.56 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 \times M_{ox} \Rightarrow M_x^a = 0.5 \times (2.63) \Rightarrow M_x^a = 1.315 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul des armatures

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{ m}^2$.

▪ Ferrailage

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

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ mm. Soit } \Phi = 13 \text{ mm}$$

Le sens x-x : $dx = e - c \Rightarrow dx = 12 \text{ cm}$

Le sens y-y : $dy = d_x - \Phi \Rightarrow dy = 10.7 \text{ cm}$

- En travée

Selon L_x

En travée : $M_x^t = 2.235 \text{ KN.m}$, $f_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \cdot d_x^2 \times f_{bu}} = 0.011 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.011 < 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \mu_{bu} = 0.011 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow \varepsilon_{sc} = 10\%_{00} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.0137 ; \\ Z = d_x (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.119 ; \\ A_x^t = M_x^t / Z f_{st} \Rightarrow A_x^t = 0.54 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

En appuis : $M_x^a = M_y^a = 1.315 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.0064 ; \alpha = 0.0081 ; Z = 0.1196 \\ \Rightarrow A_x^a = A_y^a = 0.316 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Condition de non fragilité

$$e = 14 \text{ cm}$$

$$A_X^{\min} = \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

avec : $\rho_0 = 8 \times 10^{-4} \rightarrow \text{pour } f_e E400$

$$A_X^{\min} = \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.49) \times 100 \times 14}{2}$$

$$A_X^{\min} = 1.405 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} A_X^{\min} > A_X^t \\ A_X^{\min} > A_X^a \end{array} \right. \Rightarrow \text{Ferrailage avec } A_X^{\min}.$$

Donc on opte pour :

$$A_X^t = A_X^a = A_Y^a = 4H48 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des diamètres des barres**

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{140}{10} \text{ Soit : } \phi_x \leq 14\text{mm, on a } \phi_x^{\max} = 8\text{mm} < 14\text{mm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Espacement entre les barres (S_t)**

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 14; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 33\text{cm}$.

Selon L_y

En travée : $M_y^t = 0.56\text{KN.m}$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.00344 < 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 0.0043 \\ \mu_{bu} = 0.00344 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348\text{MPa} \\ Z = 0.107 ; \Rightarrow A_y^t = 0.150\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité**

$$e = 14\text{cm}$$

$$A_y^{\min} = b \times e \times \rho_0$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \rightarrow \text{pour } f_e E400$$

$$A_y^{\min} = 1.12\text{cm}^2$$

On a :

$$A_y^t = 0.184\text{cm}^2 < A_y^{\min} = 1.12\text{cm}^2$$

Donc On opte pour

$$A_y^t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

- **Vérification des diamètres des barres**

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{140}{10} \text{ Soit : } \phi_x = 14\text{mm}$$

$$\phi_x^{\max} = 8\text{mm} < 14\text{mm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow A_y^t = 2.01\text{cm}^2 > 0.50\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Espacement entre les barres (S_t)**

$$S_t \leq \min (4 \times h; 45\text{cm}) = \min (4 \times 14; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 30\text{cm}$

- **Calcul de l'effort tranchant : $b = 1\text{m}$**

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} \Rightarrow V_{\max} = 8.96\text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times e} = \frac{8.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.075\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.075\text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Calcul à l'ELS

Du tableau (**Annexe 2**) on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $\nu = 0.2$ et $\rho = 0.49$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1013 \\ \mu_y = 0.3580 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 1.93 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.69 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 1.64 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.965 \text{ KN.m}$$

■ Vérification des contraintes

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

Il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Selon L_x : $M_x^t = 1.64 \text{ KN.m}$, $A = 2.01 \text{ cm}^2$ et $d = 12 \text{ cm}$

$$y = 2.405 \text{ cm}; \quad I = 3239.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.64 \times 10^6 \times 2.405 \times 10}{3239.42 \times 10^4} = 1.217 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y : $M_y^t = 0.59 \text{ KN.m}$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$Y = 2.26 \text{ cm}$$

$$I = 2532.465 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.526 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

■ État limite d'ouverture des fissures

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

■ État limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\text{Sens x-x : } 1. \frac{e}{l_x} \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right] \Leftrightarrow 0.093 > 0.0425 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0017 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y

$$1. \frac{e}{l_y} \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \right] \Leftrightarrow 0.046 > 0.0427 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00187 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.

- **Schéma de ferrailage :**

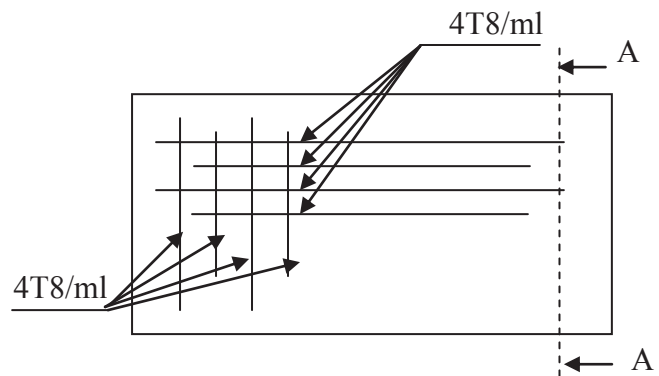


Fig. III.23 Schéma de ferrailage

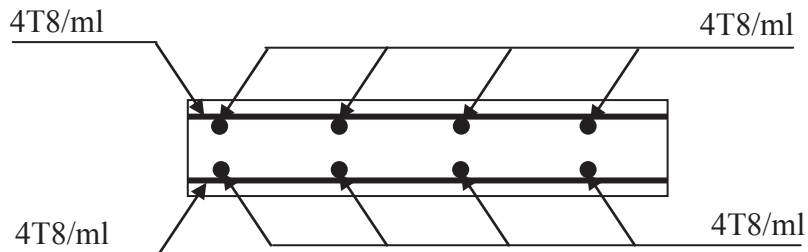


Fig. III.24 Vue en coupe (A-A)

III.5.2 Dalle sur un seul appui (console) (type 2)

$L_y=6.00\text{m}$, $L_x=1.50\text{m}$

-Charge concentrée (garde-corps) :

$$G_g = \gamma_{mur} \times e \times l_b = 9 \times 0.2 \times 1.1 = 1.98 \text{ KN/m.}$$

$$Q_g = 1 \text{ KN/m.}$$

$$q_g = 1.35 G_g + 1.5 Q_g = 4.17 \text{ KN/m.}$$

- Charge répartie (poids propre de la dalle) :

$$G = 4.97 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m.}$$

$$q = 1.35 G + 1.5 Q = 11.96 \text{ KN/m.}$$

Par calcul de RDM :

$$M_{\max} = q \times \frac{l^2}{2} + q_g \times l = 19.71 \text{ KN.m}$$

-Calcul de ferrailage :

On fera le ferrailage de la dalle en flexion simple pour une bande de 1m, avec une épaisseur de 14cm.

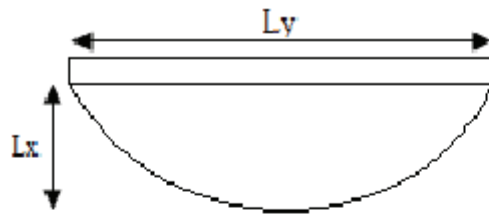


Fig. III.25 Schéma de la dalle sur un seul appui

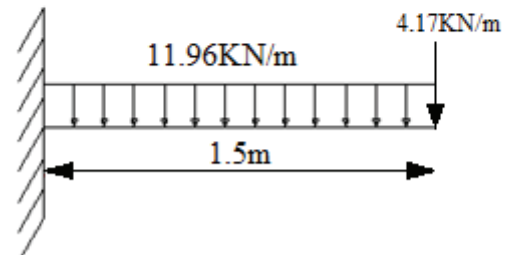


Fig. III.26 Shéma statique de la dalle

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Armatures principales	19.71	0.096	0.12	0.114	4.97	5HA12=5.65

Tableau III.22 Ferrailage de la dalle pleine.

-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

-Calcul des espacements :

$$S_{tx} = \min(33\text{cm}, 3 \times e) = \min(33, 3 \times 14) ; \text{ Soit : } S_{tx} = 20\text{cm} .$$

$$S_{ty} = \min(45\text{cm}, 4 \times e) = \min(45, 4 \times e) ; \text{ Soit: } S_{ty} = 25\text{cm} .$$

-Vérifications :**-Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

-L'effort tranchant :

$$V_{\max} = q_g + q_l = 22.11 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.184 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

-À l'ELS :**-État limite de compression du béton :**

$$M_{ser} = 14.00 \text{ kN.m} ; A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} ; y = 3.74 \text{ cm} ; I = 7526.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14 \times 10^{-3}}{7526.07 \times 10^{-8}} \times 3.74 \times 10^{-2} = 6.957 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

-État limite d'ouverture des fissures :

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

-État limite de déformation : CBA93

On doit vérifier les conditions suivantes avec :

$$h = 14 \text{ cm}, A = 5.65 \text{ cm}^2, l = 1.50 \text{ m}.$$

$$1) \frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right] \Leftrightarrow 0.093 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0047 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

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

- Schéma de ferrailage :**

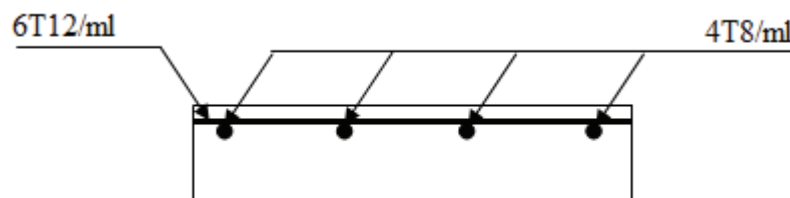


Fig. III.27 Schéma de ferrailage de la console

III.5.3 Dalle sur trois appuis (type 3)

$$G = 4.97 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2; h = 14 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{l_y}{l_x} = 0.476 > 0.4 \text{ la dalle porte dans les deux sens.}$$

a) Calcul des sollicitations

$$P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 11.96 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q \Rightarrow P_s = 8.47 \text{ KN/m}^2$$

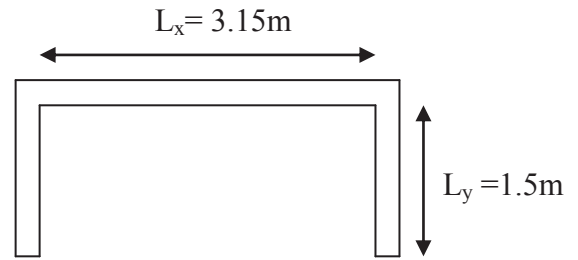


Fig. III.28 Dalle sur trois appuis

b) Calcul à l'ELU

Méthode de calcul

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

1^{er} cas :

$$\begin{cases} l_y \geq \frac{l_x}{2} \Rightarrow M_x = \frac{Pl_x^2}{8} (l_y - l_x / 2) + P \frac{l_x^3}{48} \\ M_y = P \frac{l_x^3}{24} \end{cases}$$

2^{ème} cas :

$$\begin{cases} M_{0x} = p \times \frac{L_y^3}{6} \\ M_{0y} = p \times \frac{L_y^2}{2} \times L_x - \frac{2}{3} \times p \times L_y^3 \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$l_y = 1.5m < \frac{l_x}{2} = 1.57m, \text{ donc on est dans le 2^{ème} cas.}$$

$$M_x = 11.96 \times \frac{(1.5)^3}{6} \Rightarrow M_x = 6.73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 11.96 \times \frac{1.5^2}{2} \times 3.15 - \frac{2}{3} \times 11.96 \times 1.5^3 = 15.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 5.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 13.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appui : } M_a = 0.3 M_x \Rightarrow M_a = 2.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_{\max} = V_{\max} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 7.24 \text{ KN.}$$

▪ Ferrailage

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

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{140}{10} = 14mm. \text{ Soit } \Phi = 13mm$$

$$\text{Le sens x-x : } dx = h - \frac{\Phi}{2} - e \Rightarrow dx = 11.35cm$$

$$\text{Le sens y-y : } dy = d_x - \Phi \Rightarrow dy = 10.05 cm$$

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	Selon y	13.15	0.0919	0.1207	0.0956	3.95	1.21	4T12=4.52
	Selon x	5.72	0.031	0.04	0.11	1.47	1.37	4T8=2.01
En appui	Selon x et y	2.02	0.011	0.014	0.113	0.51	1.37	4T8=2.01

Tableau III.23 Ferrailage de la dalle.

Espacement (sens y-y) : $St \leq \text{Min}(45cm, 4.h) = 45cm \Rightarrow St = 25cm^2$.

Espacement (sens x-x) : $St \leq \text{Min}(33cm, 3h) = 33cm \Rightarrow St = 25cm^2$.

c) Vérifications à l'ELU

-L'effort tranchant

$$V_u = 7.24KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{7.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.056Mpa < \overline{\tau_u} = 0.05 f_{c28} = 1,25Mpa \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

d) Vérifications à l'ELS

a/ État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 8.47 \times \frac{1.5^3}{6} = 4.76KN.m \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 4.76 = 4.05KN.m \\ M_{0y} = 8.47 \times \frac{1.5^2}{2} \times 3.15 - \frac{2}{3} \times 8.47 \times 1.5^3 = 10.96KN.m \Rightarrow M_{sery} = 0.85 \times 10.96 = 9.31KN.m \end{cases}$$

Sens x-x

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.33cm.$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 2874.66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^x = 7.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.07 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 4262.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^x = 6.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b/ État limite d'ouverture des fissures :

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

➤ **Vérification de σ_{st} :**

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

- **Vérification de la flèche :** on doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{3.15} \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right] \\ \frac{2.01}{100 \times 11.35} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.044 \geq 0.042 \\ 0.00177 \leq 0.005 \end{array} \right.$$

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.5} \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \right] \\ \frac{4.52}{100 \times 10.05} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.093 \geq 0.0424 \\ 0.0045 \leq 0.005 \end{array} \right.$$

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.

- **Schéma de ferrailage**

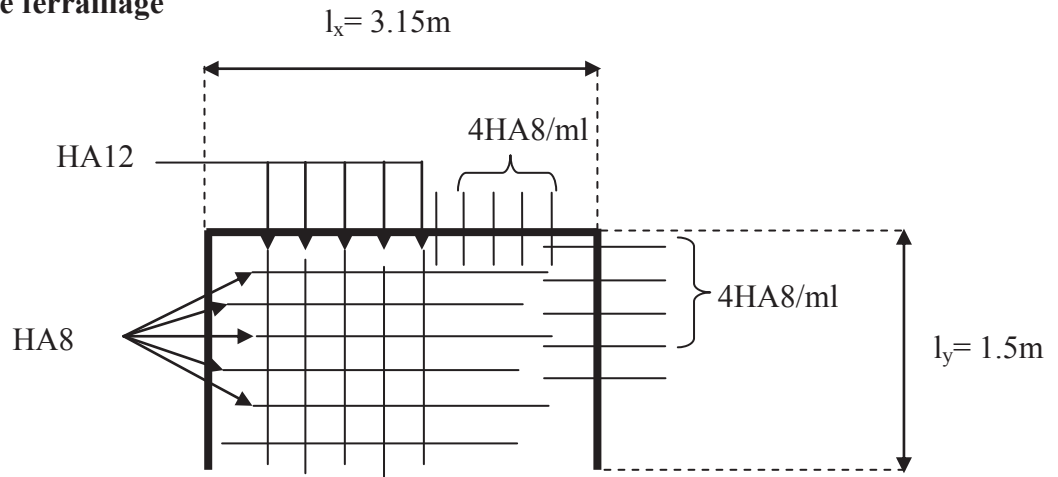


Fig. III.29 Schéma de ferrailage

III.6 Calcul de la poutre de chaînage :

III.6.1 Définition :

- **Le chaînage horizontal :**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher, afin de les rendre solidaires à l'ensemble de la construction. Elles ont les dimensions suivantes :

-h : la hauteur est supérieure ou égale à la hauteur du plancher (20cm).

-b : la largeur est égale à l'épaisseur totale du mur (30cm).

III.6.2 Dimensionnement :

La portée de la poutre de chaînage est : $L = 3.50m$

Selon la condition de flèche :

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

$$23.33cm \leq h \leq 35cm$$

Selon (Art 9.3.3) [2] :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit : $h = 30cm$

$$b = 30cm$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

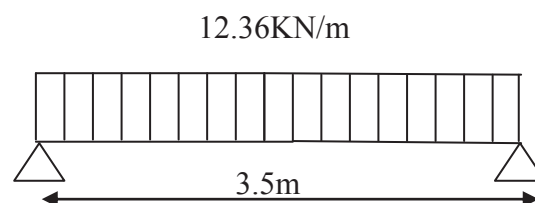


Fig. III.30 Schéma statique de la poutre de chaînage.

III.6.3 Calcul des sollicitations :

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$

Poids du mur : $P_m = 2.55 \times 2.71 = 6.91 \text{ KN/m}$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 6.91) = 12.36 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 2.25 + 6.91 = 9.16 \text{ KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 18.92 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_t = 0.85 M_u = 16.08 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_u = 9.46 \text{ KN.m}$$

III.6.4 Le ferrailage :**a) Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

	$M \text{ (KN.m)}$	$d \text{ (m)}$	μ_{bu}	α	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	16.08	0.27	0.052	0.066	1.76	3HA12=3.39
En appui	9.46	0.27	0.03	0.038	1.02	3HA10=2.36

Tableau III.24 Armatures longitudinales.

b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{Soit un cadre } \phi 8 \text{ plus un étrier } \phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$$

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 113 \text{ cm.}$$

Le **RPA99/ version 2003** exige un espacement $S_t \leq 20 \text{ cm}$.

On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

III.6.5 Vérifications :**a) À l'ELU :****• Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2 < A_{cal} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• Effort tranchant :

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 21.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.267 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b) À l'ELS :**• Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_S = 14.02 \text{ KNm}$$

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

Calcul de y :

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.02 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 23476.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.78 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

▪ État limite d'ouverture des fissures

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

Évaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).

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

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.086 > 0.06$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.086 > 0.085$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} 0.004 < 0.01$$

Les conditions de flèche sont vérifiées.

III.6.6 Schéma de ferrailage :

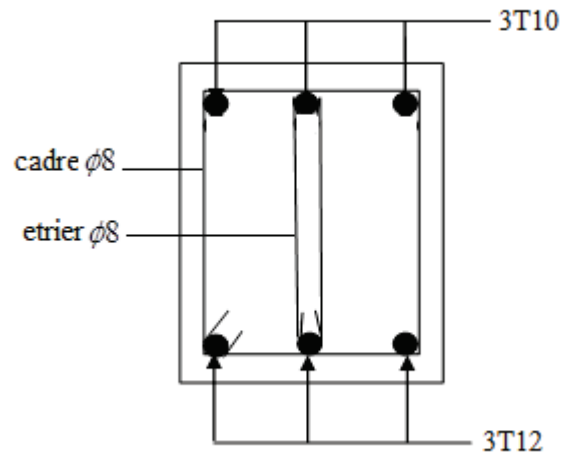


Figure III.31 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.7 Les Escaliers :

III.7.1 Étude de l'escalier type 1 :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

❖ Charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 5.74 \text{ KN} / \text{m}^2$

Volée : $G_{paillasse} = 9.31 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$

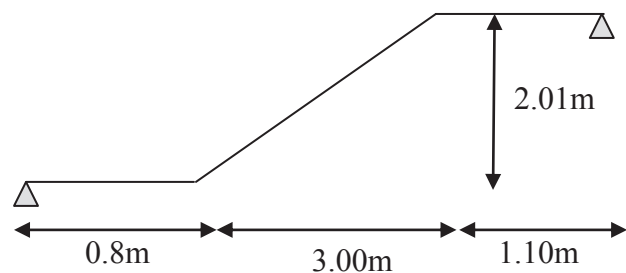


Fig. III.32 Schéma statique

❖ Moments et efforts tranchants :

a) l'ELU :

$$q_v = 16.31 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 11.50 \text{ KN/m}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$M_{\max} = 46.75 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 35.84 \text{ KN}$$

b) l'ELS :

$$q_v = 8.71 + 2.5 = 11.21 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.24 + 2.50 = 7.74 \text{ KN/m}$$

Après calcul on trouve :

$$M_{\max} = 32.18 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 24.49 \text{ KN}$$

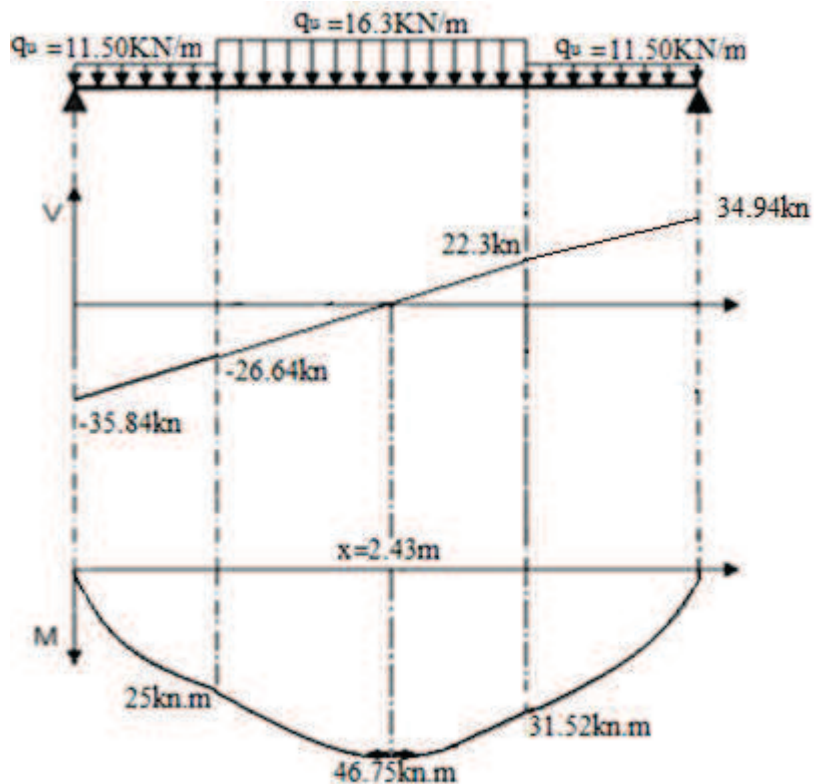


Fig. III.33 Diagramme des sollicitations

III.7.1.1 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

Avec :

$$M_0 = M_{\max} = 46.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 35.06 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 \times M_{\max} = 23.37 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 16.5 \text{ cm.} \\ h = 19 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

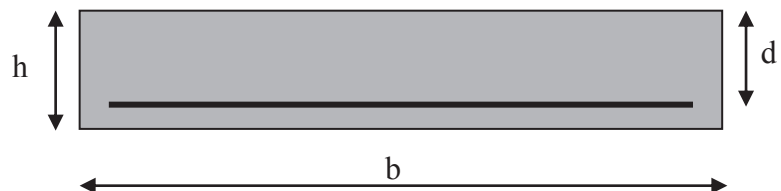


Fig. III.34 Section à ferrailler

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adobté} (cm^2/ml)$
En travée	35.06	0.09	0.119	0.157	6.41	5T14=7.70
En appuis	23.37	0.06	0.078	0.159	4.20	4T12=4.52

Tableau III.25 Résumé des résultats de ferrailage.

a) Vérification à l'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,165.2,1/400 = 1,99cm^2 / ml.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3,33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{35.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.165} = 0.22MPa < \bar{\tau}_u \text{condition vérifiée.}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (35.84 \times 10^3 - \frac{46.75 \times 10^6}{0.9 \times 165}) \times \frac{1.15}{400} = -8.02cm^2$$

Tel que $A = 12.22cm^2$

✓ Calcul des armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92cm^2/m \text{ on choisit : } 4T8 = 2.01cm^2/m$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2/m \text{ on choisit : } 4T8 = 2.01cm^2/m$$

✓ Écartement des barres :

Armatures longitudinales : $S_l \leq \min(3 \times h; 33)cm \rightarrow$ Soit $S_l = 25cm$

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4 \times h; 45)cm \rightarrow$ Soit $S_t = 33cm$

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}; \text{ avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d \cdot \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi, \text{ on a } \sum U_i = 5 \times 1.4 \times 3.14 = 21.98 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{24.49 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.165 \times 21.98 \times 10^{-2}} = 0.75 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

- **En travée :**

$$M_{ser} = 0.75 \times 32.18 = 24.135 \text{ KN.m}$$

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

$$y = 5.71 \text{ cm}, I = 22342.027 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{24.135 \times 10^{-3}}{22342.027 \times 10^{-8}} \times 0.0571 = 6.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.17 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appuis :**

$$M_{ser} = 0.5 \times 32.18 = 16.09 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y, y = 4.50 \text{ cm}, I = 15241.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.09 \times 10^6}{15241.5 \times 10^4} \times 45 = 4.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma} (= 15 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$(1) \frac{e}{l} \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0,x}} \right] \Leftrightarrow 0.038 > 0.037$$

$$(2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.004 < 0.005$$

Les conditions de flèche sont vérifiées.

III.7.1.2 Schéma de ferrailage :

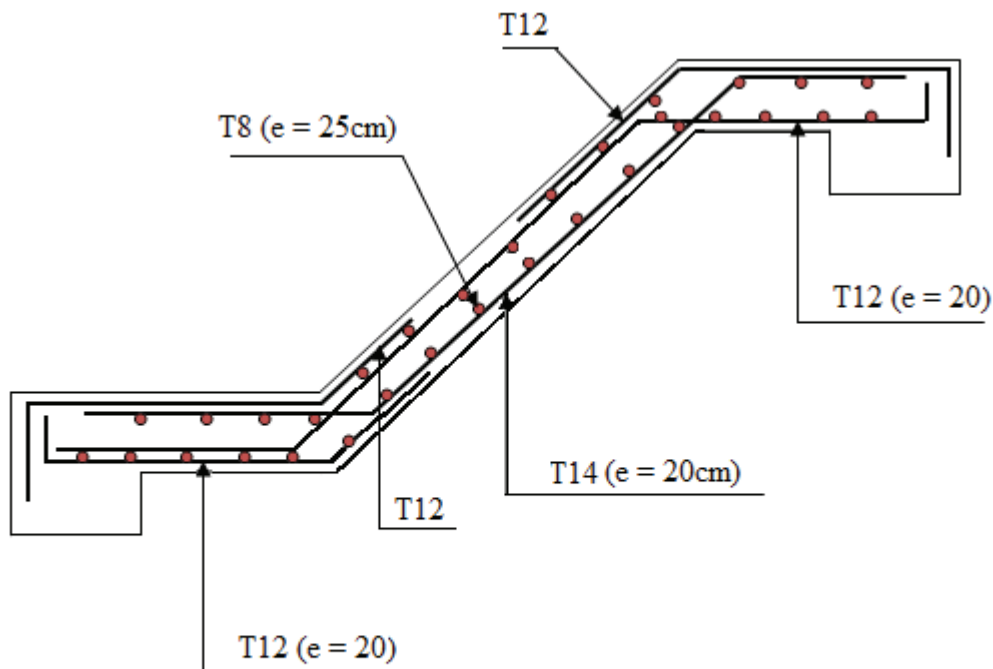


Fig.III.35 Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

III.7.1.3 Étude de la poutre palière :

La poutre palière se calcule à la flexion et à la torsion

- Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son :

Poids propre : $P = 0.4 \times 0.35 \times 25 = 3.5 \text{ KN/ml}$.

Poids transmis par la volée et le palier $P_p = 35.84 \text{ KN/m}$

Poids du mur extérieur : $P_m = 2.55 \times 2.01 = 5.12 \text{ KN/ml}$

$p_u = 1.35G + 1.5Q = 60.02 \text{ KN/m}$

60.02KN/m

- Calcul des sollicitations :

En travée :

$$M_u = \frac{P_u l^2}{8} = 111.2 \text{ KN.m}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_u \Rightarrow M_t = 94.52 \text{ KNm} \\ M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M = 55.6 \text{ KN} \end{cases}$$

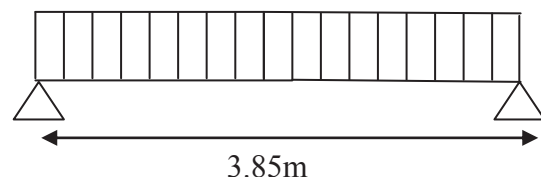


Fig. III.36 Schéma statique de la poutre brisée

- **Le ferrailage :**

En travée :

$$A_t = 7.81 \text{ cm}^2.$$

En appuis :

$$A_a = 4.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.58 \text{ cm}^2$$

- **Exigences du RPA Art 7.5.2.1 :** $A_{\min} = 0.5\% b \cdot h \Rightarrow A_{\min} = 7 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{115.53 \times 10^3}{350 \times 375} = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (115.53 \times 10^3 - \frac{111.2 \times 10^6}{0.9 \times 375}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -6.15 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Verifiée.}$$

- **Calcul de l'espacement St**

$St \leq \text{Min}(0.9d, 40\text{cm})$: $St \leq 33.75\text{cm}$. On opte: $St = 10\text{cm}$ en travée et $St = 10\text{cm}$ en appui.

- **Calcul à la torsion :**

Les contraintes dues à la torsion se calculent de la manière suivante :

$$\tau_{ut} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} \quad \text{BAEL91 (Art A.5.4.2.1)}$$

Tel que :

$$e = b/6 = 35/6 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 996.74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{23.37 \times 10^6}{2 \times 996.74 \times 58.3} = 2.01 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification de La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = 2.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Le ferrailage :**

Armatures longitudinales :

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \text{ avec :}$$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 126.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{23.37 \times 10^6 \times 1266.8 \times 1.15}{2 \times 400 \times 99674} = 4.26 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{23.37 \times 10^6 \times 100 \times 1.15}{2 \times 99674 \times 400} = 0.337 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \leq \tau_{adm} = 2.19 \text{ Mpa} \Leftrightarrow 2.19 \leq 3.33 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

BAEL91 (Art A.5.4.3)

➤ **Ferrailage final de la poutre palière :**

- **Section d'armature longitudinale à prendre :**

En travée :

$$A_l = 7.81 + 4.26 = 12.07 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4T16 + 4T12 = 12.56 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = 4.44 + 4.26 = 8.70 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4T14 + 4T10 = 9.3 \text{ cm}^2$$

- **Le schéma de ferrailage :**

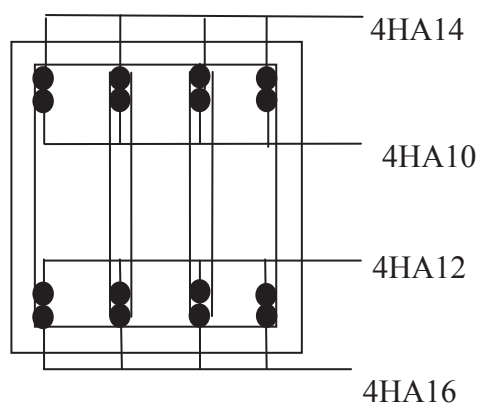


Fig. III.37 Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'escalier type I

III.7.2 Calcul de l'escalier type 2 :**III.7.2.1 Pour les volées (I) et (II) :****❖ Moments et efforts tranchants :****a) l'ELU :**

$$q_v = 14.34 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 10.15 \text{ KN/m}$$

Après calcul on trouve :

$$M_{\max} = 27.80 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 28.24 \text{ KN}$$

b) l'ELS :

$$q_v = 10.35 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 7.24 \text{ KN/m}$$

Après calcul on trouve :

$$M_s = 20.93 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 20.36 \text{ KN}$$

• Le ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

$$M_{\max} = 27.80 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{\max} = 20.85 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.50 \times M_{\max} = 13.90 \text{ KN.m}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{CAL}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{Adobté}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	20.85	0.08	0.10	0.129	4.63	5T14=7.70
En appuis	13.90	0.053	0.069	0.13	3.04	4T12=4.52

Tableau III.26 Résumé des résultats de ferrailage.

❖ Vérification à l'ELU :**✓ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

✓ Calcul des armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ on choisit : } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ on choisit : } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

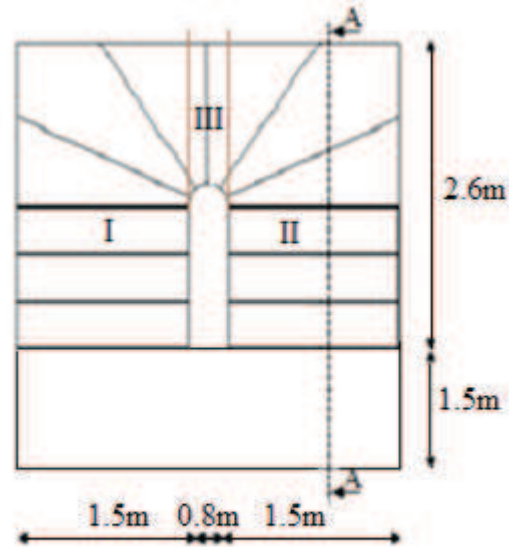


Fig. III.38 Vue en plan du 2ème type d'escalier

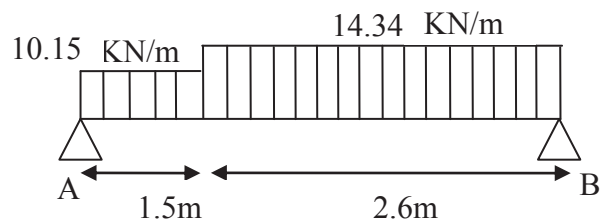


Fig. III.39 Schéma statique

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3,33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{20.36 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.15MPa < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (20.36 \times 10^3 - \frac{27.80 \times 10^6}{0.9 \times 130}) \times \frac{1.15}{400} = -5.99 cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée .}$$

✓ **Écartement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e ; 33)cm$ soit $S_t = 20cm$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e ; 45)cm$ soit $S_t = 20cm$

❖ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 = 2,83MPa, \text{ Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d.\Sigma U_i$$

$$\Sigma U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 1.4 \times 3.14 = 21.98cm.$$

$$\tau_{ser} = \frac{20.36 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 219.8} = 0.76MPa$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$M_{ser} = 0.75 \times 20.93 = 15.69KN.m$$

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

$$y = 4.54cm$$

$$I = 12391.74cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.74 < \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$(1) \frac{e}{l} \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0X}} \right] \Leftrightarrow 0.039 > 0.037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$(2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0057 > 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$y = 4.54 \text{ cm} ; I = 12391.74 \text{ cm}^4 ; \rho = 0.0059 ; \lambda_i = 3.54 ; \lambda_v = 1.42$$

$$M_{jser} = 11.77 \text{ KN.m} , M_{gser} = 14.79 \text{ KN.M} , M_{pser} = 20.02 \text{ KN.m}$$

Après calcul on a eu :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 7.79 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 0.779 \text{ cm} \leq f_{adm} = 410/500 = 0.82 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

III.7.2.2 Pour la volée (III) :

Elle sera étudiée comme une console encastrée

dans la poutre brisée :

- **Les charges :**

$$G = 7.85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

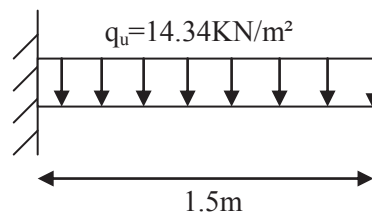


Fig. III.40 Schéma statique de la volée (III)

- **Calcul des sollicitations :**

à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 14.34 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 16.14 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l = 21.51 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 7.32 + 2.5 = 10.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 11.64 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s l = 15.52 \text{ KN.}$$

- **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

$$A = 3.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on choisit } 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{A}{4} = 1.13 \text{ cm}^2. \text{ On choisit des } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité :

On calcule $A_{\min}$:

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

b) Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}, \text{ on adopte } S_t = 33 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \quad \bar{\sigma}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{21.51 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.159 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

a) Vérification des contraintes :

$$A = 4.52 \text{ cm}^2, Y = 3.65 \text{ cm}, I = 8199.02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 5.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.18 < 15 \text{ Mpa} \text{ B} \gg \text{vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche :

$$(1) \frac{e}{l} \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0X}} \right] \Leftrightarrow 0.1 > 0.037$$

$$(2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.003 < 0.005$$

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage de l'escalier type(I) et type(II) :

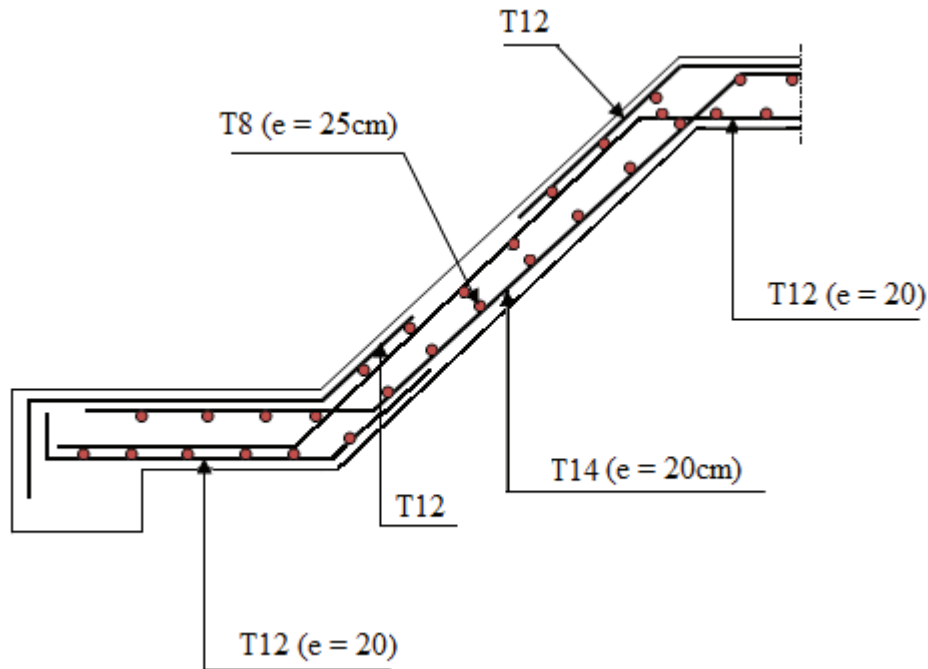


Fig. III.41 Schéma de ferrailage des volées (I) et (II)

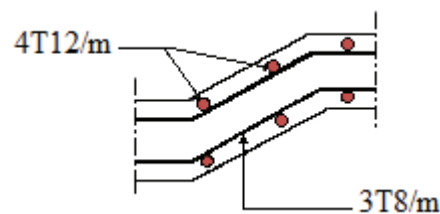


Fig. III.42 Schéma de ferrailage de la volée (III)

III.7.2.3 Étude de la poutre brisée :

La poutre inclinée se calcule en flexion et en torsion.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40\text{cm} \\ b = 35\text{cm}. \end{array} \right. \text{ On a :}$$

• Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son :

Poids propre : $P = 0.40 \times 0.35 \times 25 = 3.5 \text{ KN/m}$

Poids de la paillasse inclinée : $P_{p\acute{e}q} = 28.24 \text{ KN/m}$

Poids du mur extérieur : $P_m = 2.55 \times 2.71 = 6.9 \text{ KN/m}$

$p_u = 1.35G + 1.5Q = 50.99 \text{ KN/m}$

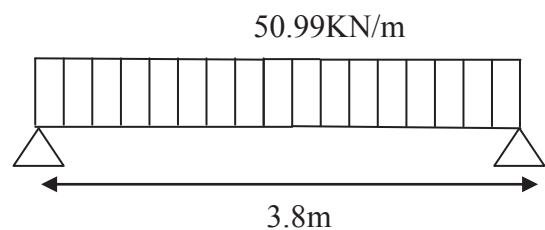


Fig. III.43 Schéma statique de la poutre brisée.

- **Calcul des sollicitations :**

En travée :

$$M_U = \frac{P_u l^2}{8} = 92 \text{ KN.m}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_u \Rightarrow M_t = 78.2 \text{ KNm} \\ M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M_t = 46 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Le ferrailage :**

En travée : $A_t = 6.47 \text{ cm}^2$.

En appui : $A_a = 3.7 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espacement St**

$St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 33.75\text{cm}$. On opte: $St = 17.5\text{cm}$ en travée et $St = 17.5\text{cm}$ en appui.

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{96.88 \times 10^3}{350 \times 375} \Rightarrow (\tau_u = 0.73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à la torsion :

Les contraintes dues à la torsion se calculent de la manière suivante :

$$\tau_{ut} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} \quad \text{BAEL91 (Art A.5.4.2.1)}$$

Tel que :

$$e = b/6 = 35/6 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 996.74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.90 \times 10^6}{2 \times 99674 \times 58.3} = 1.19 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification de La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Le ferrailage :**

Armatures longitudinales :

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \text{ avec:}$$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 126.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{13.9 \times 10^6 \times 126.68 \times 1.15}{2 \times 400 \times 99674} = 2.53 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.9 \times 10^6 \times 175 \times 1.15}{2 \times 99674 \times 400} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \leq \tau_{adm} = 1.39 \text{ Mpa} \Leftrightarrow 1.39 \leq 3.33 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

BAEL91 (Art A.5.4.3)

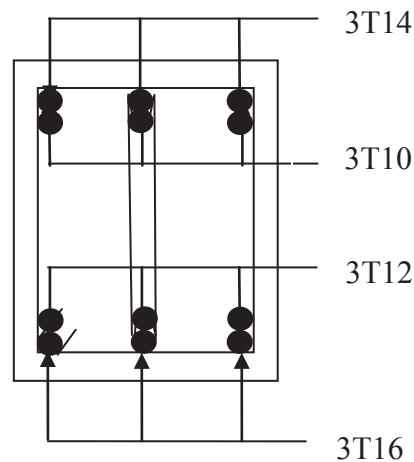
- Ferraillage final de la poutre palière :**

En travée :

$$A_t = 6.47 + 2.53 = 9.00 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 3T16 + 3T12 = 9.42 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_u = 3.7 + 2.53 = 6.23 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 3T14 = 6.98 \text{ cm}^2$$

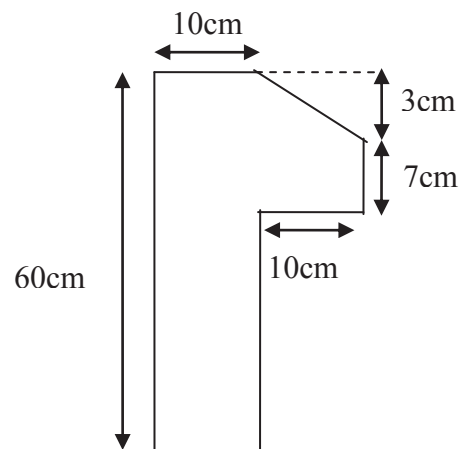
Le schéma de ferraillage :**Fig. III.44** Schéma de ferraillage de la poutre brisée de l'escalier type II**III.8 Étude de l'acrotère :****-Hypothèse de calcul :**

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- 2-) Type de fissuration est préjudiciable.
- 3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

-Évaluation des charges et surcharges :Poids propre : $G = 2.1325 \text{ KN/ml}$ Charge horizontale due à la main courante $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de :

$$F_p = 4 A C_p W_p \rightarrow \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

**Fig. III.45** Dimension de l'acrotère

A : Coefficient de l'accélération de la zone

$A = 0.15$ (Zone IIa, groupe 2) → **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de la force horizontale

$C_p = 0.8$ → **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : Poids propre de l'acrotère, $W_p = 2.1325$ KN/m

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.1325 = 1.024$ KN/ml

-Calcul du centre de gravité de la section :

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.01 \text{ cm}$$

-Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normal dû à son poids propre $N_G = 2.1325$ KN

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

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

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.024 \times 0.33 = 0.338 \text{ KN.m}$$

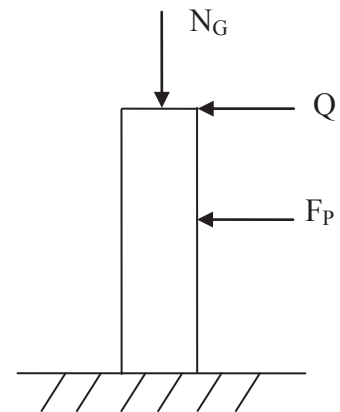


Fig. III.46 Schéma statique de l'acrotère

-Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.1325	2.88	2.1325
M (KN .m)	0.938	0.9	0.6

-Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.88} = 0.312 \text{ m} \dots (1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots (2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée $\Rightarrow$ le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple.

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

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi) \dots \text{BAEL91.}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement, $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.009$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.312 + 0.02 + 0.009 = 0.35 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 2.88 \text{ KN}$

$$M_u = N_u \times e = 2,88 \times 0.35 = 1.008 \text{ KN.m}$$

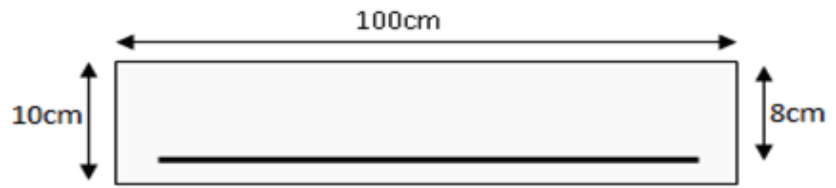


Fig. III.47 Section à ferraillé

a) Vérifications à l'ELU

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$M_u = 1.008 \text{ KN.m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1.008}{2.88} = 0.35 \text{ m}$$

$$e_G = 0.35 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow \text{(c) à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section $\Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée

S.P.C. $\Rightarrow$ Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$h_0 = 10 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm};$$

$$M_{ua} = 1.09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.09 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.39 - \frac{2.88 \times 10^{-3}}{348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on ferraille avec $A_{\min} = 0.97$

$$\text{Soit : } A = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ T6} = 1.12 \text{ cm}^2$$

-L'espace :**-Armature principale :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

-Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } S_t = 18.66 \text{ cm}.$$

▪ Vérification au cisaillement

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

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

$$V_u = Q + F_p \Rightarrow V_u = 1 + 1.024 \Rightarrow V_u = 2.024 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.024 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0,0253 \text{ MPa}$$

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

b) Vérifications à l'ELS**▪ Vérification de l'adhérence**

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

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times \pi \times 0.8 \Rightarrow \sum \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 10.048 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_{se} = 0.28 \text{ MPa}$$

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

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

▪ État limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y/I < \bar{\sigma}_{bc}, \text{ avec : } M_{ser} = Q \times h = 0.6 \text{ KNm.}$$

$$(b/2) \times y^2 + 15(A+A') y - 15 \times A \times d + A' \times d' = 0.$$

$$50 y^2 + 15(2.01) y - 15 \times 2.01 \times 8 = 0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 241.2 = 0 \Rightarrow y = 1.91 \text{ cm.}$$

$$I = b \times y_{ser}^3/3 + 15 \times A (d - y_{ser})^2 \Rightarrow \text{moment d'inertie de la section homogène réduite}$$

$$I = 1 \times (0.0191)^3/3 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.0191)^2 \Rightarrow I = 1.35 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times (y_{ser})/I \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.85 < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

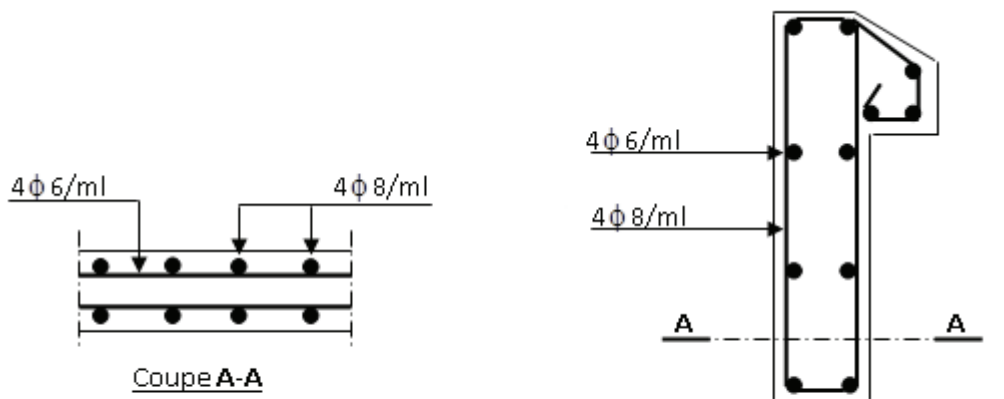


Fig.III.48 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.9 Étude de l'ascenseur :

III.9.1 Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- F_c : Charge due à la rupture du câble = 102KN.....*Annexe n°1*
 - P_m : Charge due à la salle machine = 15KN.
 - D_m : Charge due au poids de l'ascenseur = 82KN.
 - La charge nominale est de 630 kg.
 - La vitesse $V = 1 \text{ m/s}$.
- $$g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3 \text{ KN}$$

III.9.2 Étude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 1.60m$ et $l_y = 1.80m$

$$e \geq \frac{l_y}{20} = \frac{1.80}{20} = 0.09m \text{ Soit } e = 15cm.$$

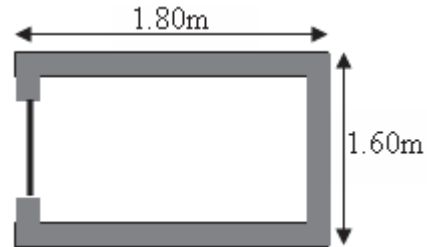


Figure III.49 Cage d'ascenseur

III.9.3 Évaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2 \quad \text{Poids de revêtement.}$$

$$G' = 4.85KN/m^2. \quad \text{Somme de } G_1, G_2.$$

$$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{102}{1.6 \times 1.8} = 35.41KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 40.26KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

III.9.4 Cas d'une charge répartie :

- Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 55.85KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe n°2}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.67KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.41KNm$$

III.9.4.1 Calcul des moments réels :➤ *En travée :*

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.525 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.45 \text{ KNm}$$

➤ *En appui :*

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a = 0.3 \times M_0^x = 2.303 \text{ KNm}$$

III.9.4.2 Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13 \text{ cm}$ et $d_y = 12 \text{ cm}$

1. En travée :// À l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.027.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0344$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.128 \text{ m}.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

// À l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.0266.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0337$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.118 \text{ m}.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

2. En appui: $\mu_{bu} = 0.0095$, $\alpha = 0.012$, $z = 0.129 \text{ m}$, $A_a = 0.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	A_{tcal}	A_{acal}	$A_{ladopté}(\text{cm}^2)$	$A_{aadopté}$
Sens xx	6.525	3.303	1.46	0.73	5T8=2.51	4T8=2.01
Sens yy	5.45	3.303	1.21	0.73	5T8=2.51	4T8=2.01

Tableau III.27 Résumé des résultats de ferrailage.➤ **Vérification à l'ELU:****a) Condition de non fragilité:**On calcule $A_{\min}$:

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$h_0 = e = 15cm$, $b = 100cm$, $\rho = 0.89$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.26cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.2cm^2 / ml \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 1.32cm^2 > 0.33cm^2$ Vérifiée.

On choisit suivant le:

Sens x-x', en travée: $A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2$

Sens y-y', en travée: $A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2$

En appui: $A_a = 4T8 = 2.01cm^2$

b) Calcul des espacements :

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \rightarrow$ on adopte $S_t = 20cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm \rightarrow$ on adopte $S_t = 20cm$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.89 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 29.78KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 30.92KN$$

$$\tau_u = \frac{30.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.23MPa < 1.25MPa$$
 Vérifiée.

➤ Vérification à l'ELS:

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 40.26 + 1 = 41.26KN/m^2$$

$$v = 0.2 \dots \dots \dots \text{Annexe n}^\circ 2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 4.92KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3.75KNm$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.18KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.19KNm$$

Vérification des contraintes :

Sens x-x' :

$$\sigma_{bc} = 0.86MPa < 15MPa.$$

$$\sigma_{sc} = 102MPa < 240MPa.$$
 Vérifiée

Sens y-y' :

$$\sigma_{bc} = 1.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{sc} = 92.11 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

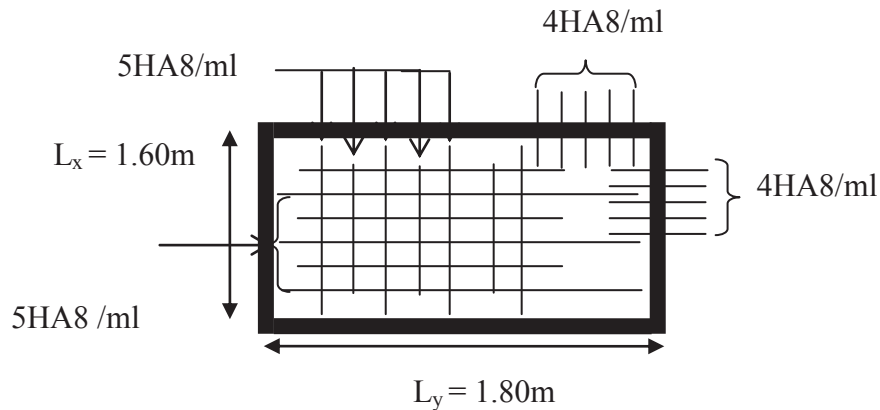


Fig. III.50 Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

III.9.5 Cas d'une charge concentrée:

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

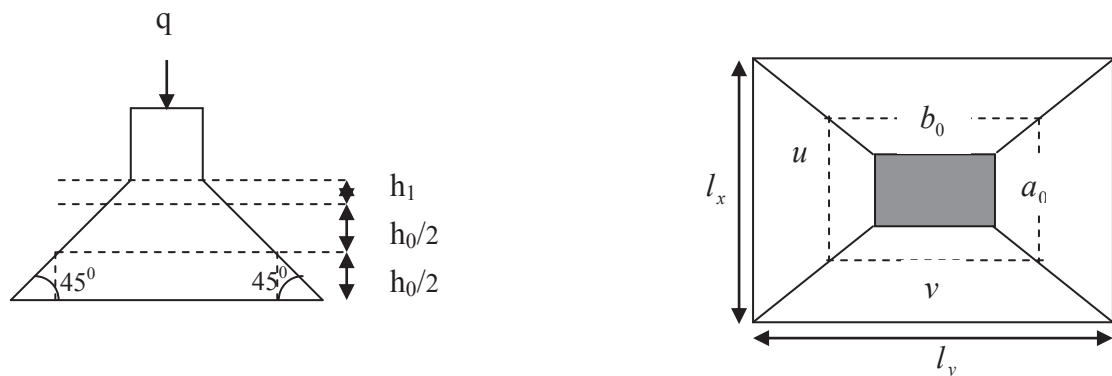


Figure III.51 Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 135cm \\ b_0 = 140cm \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe n°1}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 135 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 160cm. \\ v = 140 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 165cm. \end{cases}$$

III.9.5.1 Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}, \text{ Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \rightarrow \frac{u}{l_x} = 1$ et $\rho = 0.89$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho \rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.91$ et $\rho = 0.89$

En se référant à l'annexe n°3 on trouve $M_1 = 0.046$ et $M_2 = 0.035$

➤ Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3$

$P_u = 139.45KN$

$$\begin{cases} M_{x1} = 6.41KNm \\ M_{y1} = 4.88KNm \end{cases}$$

➤ Évaluation des moments dûs au poids propre de la dalle à l'ELU :

$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04KN$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 9.6KNm$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 7.32KNm$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16.01KNm \Rightarrow M_t = 0.85M_x = 13.6KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.2KNm \Rightarrow M_t = 0.85M_y = 10.37KNm \\ M_a = 0.3M_x = 4.8KNm \end{cases}$$

III.9.5.2 Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant

$$d_x = 13cm \text{ et } d_y = 12cm$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t calculé (cm²/ml)	A_a calculé (cm²/ml)	A_t adopté (cm²/ml)	A_a adopté (cm²/ml)
Sens x-x'	13.60	4.8	3.09	1.07	4T10 = 3.14	4T8 = 2.01
Sens y-y'	10.37		2.34		4T10 = 3.14	

Tableaux III.28 Calcul d'armature.

Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.26cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.2cm^2 / ml.$$

b) Vérification au poinçonnement :

$$\tau_u = \frac{P_u}{U_c \times d} \leq 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (160 + 165)$$

$$U_c = 650cm.$$

$$P_u = 139.45KN$$

$$\tau_u = \frac{139.45 \times 10^{-3}}{6.5 \times 0.135} = 0.159MPa$$

Donc $\tau_u = 0.159MPa \leq 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$ Vérifiée.

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\text{On a : } v > u \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 33.20KN \\ \text{au milieu de } v : V_u = \frac{P_u}{2 \times v + u} = 33.6KN \end{cases}$$

Donc :

$$V_{\max} = 33.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.248 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

d) Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} < \frac{h}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm.}$$

e) Espacement des barres :

$$\text{Sens x-x'} : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y'} : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

III.9.5.3 Calcul à l'ELS:

* Les moments engendrés par le système de levage:

$$q_{\text{ser}} = g = 103.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 5.474 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 4.565 \text{ KNm.} \end{cases}$$

* Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.8 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.67 \text{ KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.27 \text{ KNm} \Rightarrow M_x^t = 0.85 M_x = 5.32 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.23 \text{ KNm} \Rightarrow M_y^t = 0.85 M_y = 4.45 \text{ KNm} \\ M^a = 0.3 M_x = 1.87 \text{ KNm} \end{cases}$$

a) Vérification des contraintes:

En travée:

$$\text{Sens x-x'} : \begin{cases} y = 1.34 \text{ cm ; } I = 6483.89 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 1.1 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C' \text{ est vérifiée} \\ \sigma_{sc} = 143.5 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Sens y-y'} : \begin{cases} y = 1.34 \text{ cm ; } I = 6483.89 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 1.1 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C' \text{ est vérifiée} \\ \sigma_{sc} = 143.5 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

En appui:
$$\begin{cases} y = 2.51 \text{ cm} ; I = 3844.81 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 1.22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C'est \text{ vérifiée} \\ \sigma_{sc} = 76.53 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

b) Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{A}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

III.9.6 Schéma de ferrailage :

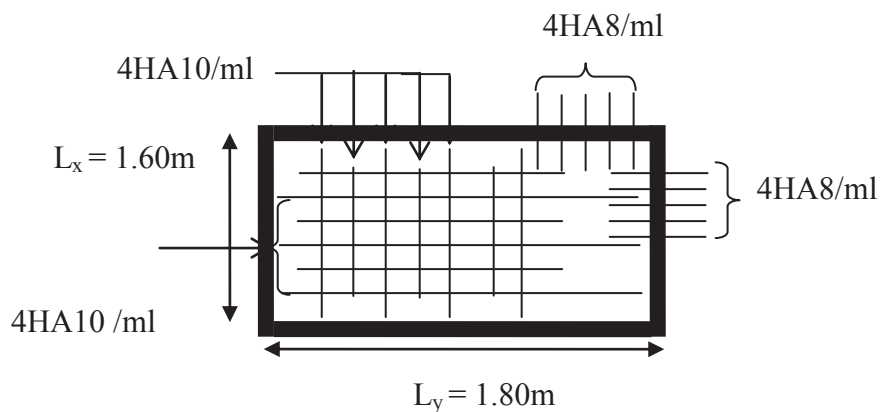


Fig. III.52 Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur

II.10 Conclusion

Après avoir étudié tous les éléments secondaires à savoir les planchers, Les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur on passe au chapitre V qui est l'étude dynamique.

Chapitre IV :

Étude dynamique

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, des séismes ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, qui ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par "manière adéquate" la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

IV.2 Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions **RPA99 (Article 4.2)** de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

• Calcul de la force sismique totale

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

a) A : Coefficient d'accélération de la zone

RPA99 (Tableau 4.1)

Groupe d'usage : groupe 2

Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

b) R : Coefficient de comportement global de la structure : il est fonction du système de contreventement.

RPA99 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet **R = 5** (contreventement mixte portiques voiles avec interaction).

c) Q : Facteur de qualité de la structure : il est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i q_i \text{ avec :}$$

RPA99 (Formule 4.4)

$P_i q_i$ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q_i est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0	oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0	oui	0

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q .

$$Q_{/xx} = Q_{/yy} = 1 + (0+0,05+0,05+0,05+0+0) \Rightarrow Q_{/xx} = Q_{/yy} = 1,15$$

d) W : Poids total de la structure

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Le tableau suivant résume le poids des différents éléments dans chaque niveau

Niveau (m)	Cumule des poids (KN)
43.86	2486.845
40.8	4797.209
37.74	7305.163
34.68	10076.055
31.62	12846.947
28.56	15683.247
25.5	18458.662
22.44	21353.102
19.38	24247.542
16.32	27078.446
13.26	30038.74
10.2	33742.74
7.14	38235.335
4.08	41079.595

Tableau IV. 2 Poids des éléments.

Poids des éléments

$W_G=41079.595$ KN

e) D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

RPA 99 (Tableau 4.7)

Catégorie du site :

$$S3 : \text{Sol meuble} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \Rightarrow \eta = 0.81 \Rightarrow \eta > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 43.86m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (43.86)^{3/4} \Rightarrow T_c = 0.85s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 27.66m, \quad D_y = 24.55m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.75s \\ T_y = 0.79s \end{cases}; T_2 = 0.5s$$

$$T_x = \min(T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.75s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.79s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.75} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.54 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.79} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.49 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.75 \Rightarrow T_{Sx} = 0.975s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.79 \Rightarrow T_{Sy} = 1.027s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : RPA99 .Art (4.2.3)

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.54 \times 1.15}{5} \times 41079.595 \Rightarrow V_{stx} = 2182.55 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.49 \times 1.15}{5} \times 41079.595 \Rightarrow V_{sty} = 2111.69 \text{ KN}$$

IV.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000.

IV.3 Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.4 Disposition des voiles

a) Première disposition

Cette disposition est proposée par le bureau d'étude chargé de l'étude du projet.

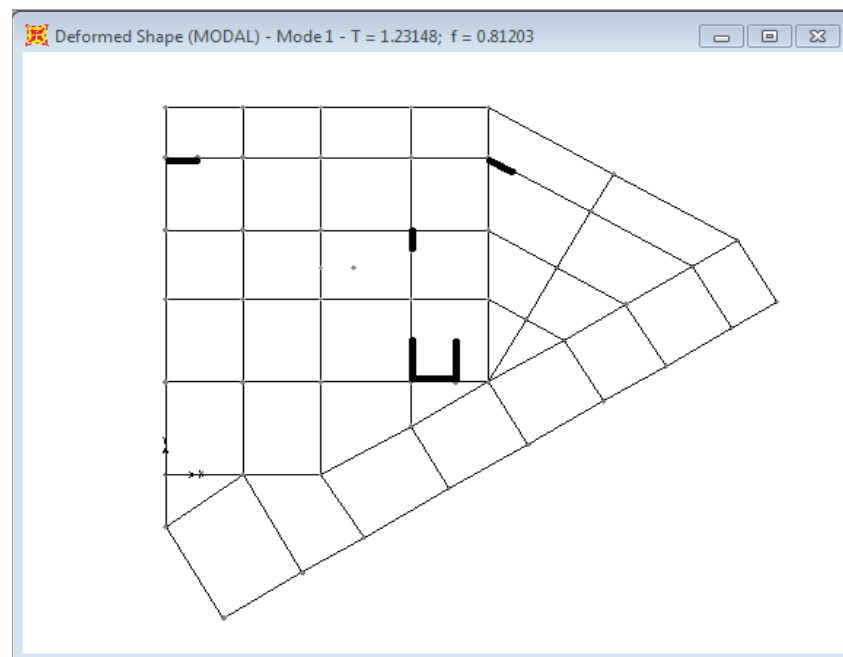


Fig. IV.1 Disposition des voiles

b) Deuxième disposition

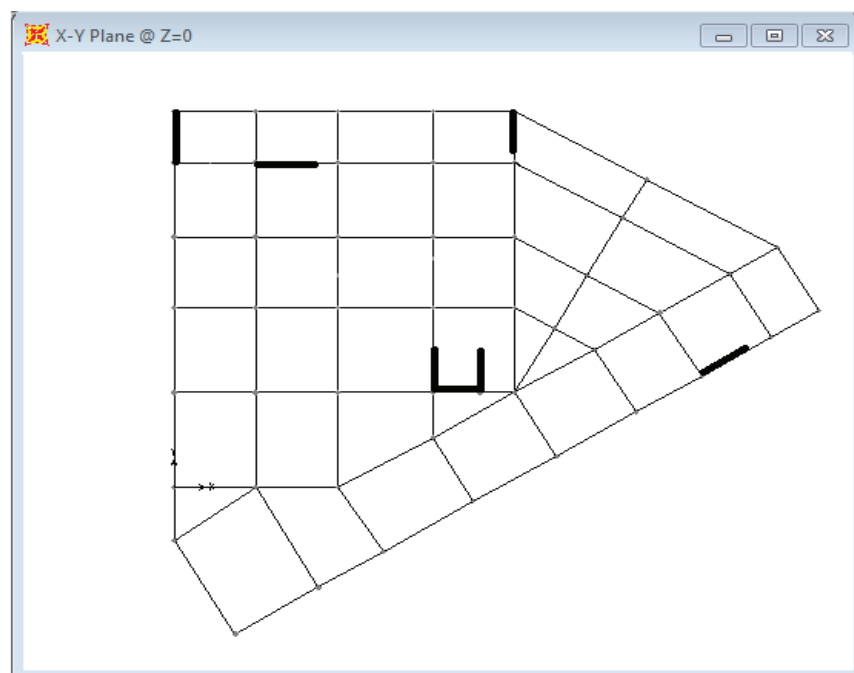


Fig. IV.2 Disposition des voiles

c) Troisième disposition

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA. On a dû augmenter les sections des poteaux, et les sections des poutres principales et secondaires, avec augmentation du nombre de voiles, aboutissant à la disposition suivante

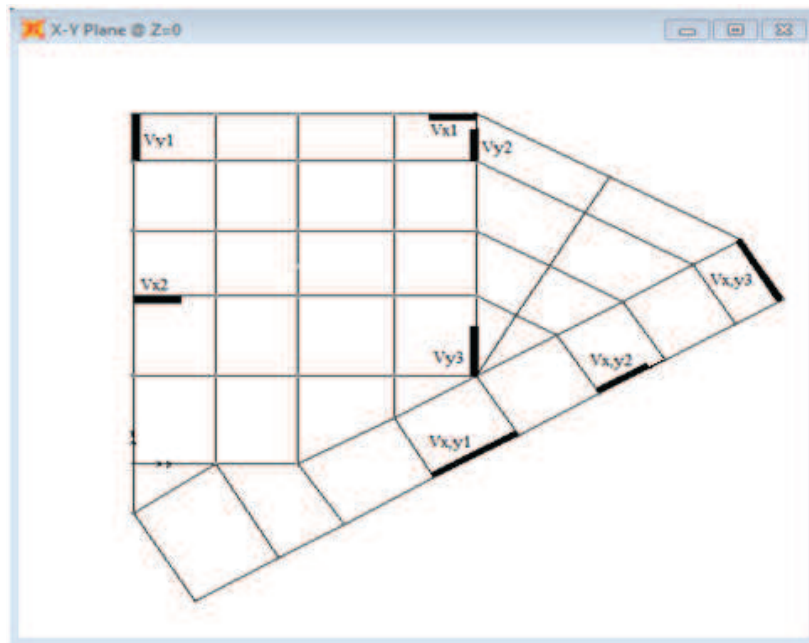


Fig. IV.3 Disposition des voiles

La disposition ci-dessus donne le comportement dans la figure ci-après de la structure.

IV.4.1 Comportement de la structure

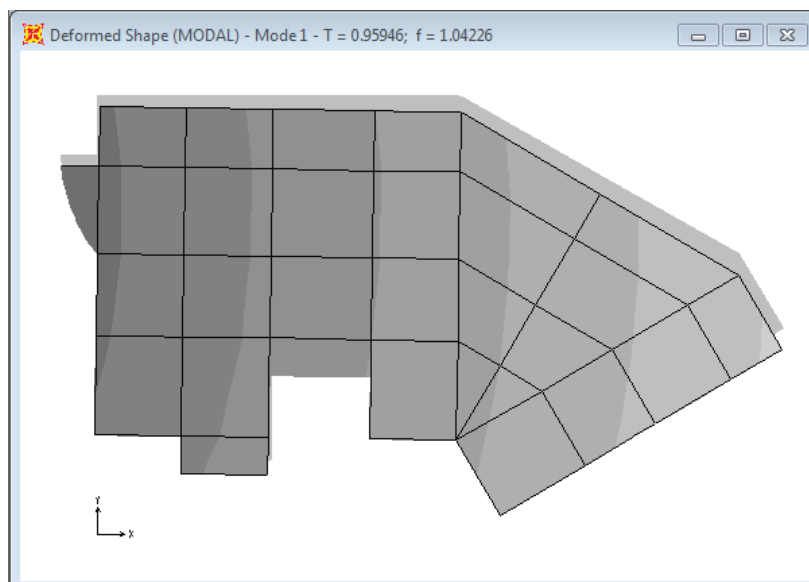


Fig. IV.4 Mode 1, Translation suivant l'axe y-y

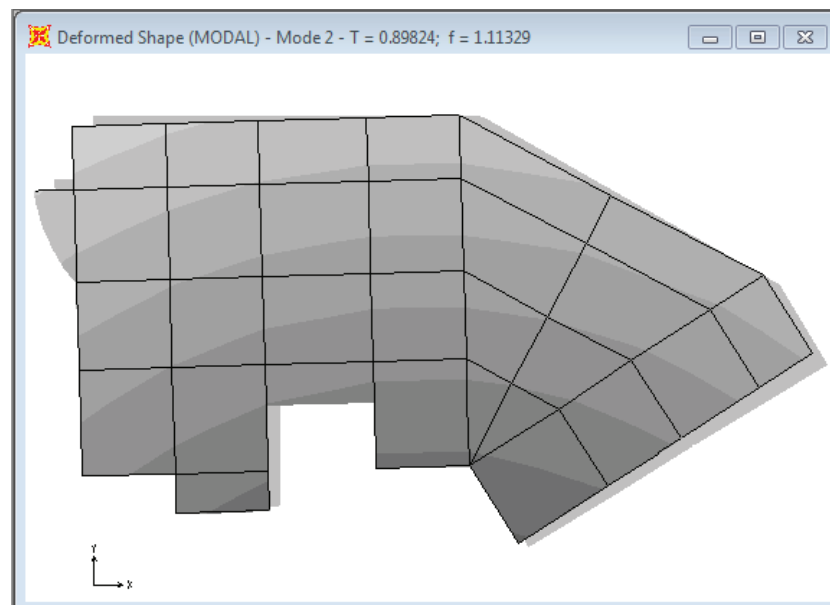


Fig. IV.5 Mode 2, Translation suivant l'axe x-x

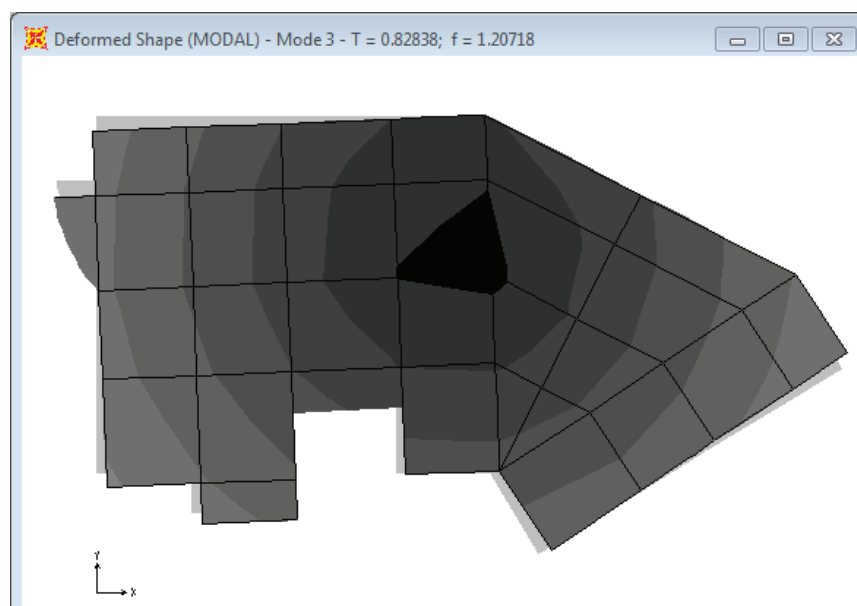


Fig. IV.6 Mode 3, Rotation suivant l'axe z

IV.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par sap2000.v14

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 ;

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.959	0.00183	0.51896	0.000003535	0.00183	0.51896
Mode	2	0.898	0.47777	0.00009015	8.183E-07	0.4796	0.51905
Mode	3	0.828	0.06392	0.01684	0.00004715	0.54353	0.5359
Mode	4	0.307	0.07691	0.01631	8.184E-08	0.62044	0.5522
Mode	5	0.294	0.01645	0.10224	0.00001101	0.63689	0.65444
Mode	6	0.255	0.02274	0.00273	0.00004282	0.65964	0.65717
Mode	7	0.192	0.04847	0.02502	0.00004889	0.70811	0.68219
Mode	8	0.185	0.03405	0.07821	0.000002826	0.74216	0.7604
Mode	9	0.148	0.06529	0.00987	0.000008742	0.80746	0.77027
Mode	10	0.136	0.00676	0.1094	0.0001	0.81421	0.87967
Mode	11	0.131	0.10102	0.02095	0.0000193	0.91524	0.90062
Mode	12	0.119	0.00141	0.02466	0.00678	0.91665	0.92528

Tableau IV. 3 Périodes et taux de participation.

Analyse des résultats : la participation modale du premier mode suivant la direction y est prépondérante = 51.89% ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel qu'il est montré sur la figure précédente, la même remarque est fait pour le deuxième mode suivant la direction x , $U_x = 47.77\%$.

On constate aussi que les périodes fondamentales de vibration sont inférieure à celles calculées par les formules empiriques du RPA 99 majorées de 30%.

b) Justification de l'interaction voiles portiques

- Sous charges verticales**

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	45185.602	10640.964	80.9392467	19.0607533
1 ^{er} étage	38212.148	9519.986	80.055394	19.944606
2 ^{ème} étage	37230.935	9258.292	80.085081	19.914919
3 ^{ème} étage	33877.125	8358.835	80.209199	19.790801
4 ^{ème} étage	29002.559	7469.758	79.519376	20.480624
5 ^{ème} étage	24771.727	6532.014	79.13344	20.86656
6 ^{ème} étage	21692.931	5560.543	79.596939	20.403061
7 ^{ème} étage	18711.933	4617.271	80.208193	19.791807
8 ^{ème} étage	15692.363	3648.872	81.134235	18.865765
9 ^{ème} étage	12668.25	2695.364	82.456185	17.543815
10 ^{ème} étage	9721.969	1741.39	84.809077	15.190923
11 ^{ème} étage	6746.209	320.841	95.460043	4.539957
12 ^{ème} étage	4453.9	313.139	93.431163	6.568837

Tableau IV. 4 Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

- Sous charges horizontales**

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	2752.415	2790.496	49.65	50.343	2076.99	1001.6	67.464	32.53
1 ^{er} étage	3564.57	2781.583	56.16	43.831	1253.027	1429.5	46.709	53.29
2 ^{ème} étage	2054.58	2249.25	47.73	52.261	2699.06	2956.8	47.721	52.27
3 ^{ème} étage	1875.11	1918.33	49.430	50.5697	1343.523	1591.72	45.772	54.228
4 ^{ème} étage	1568.843	1570.28	49.97	50.022	1065.463	1274.8	45.526	54.47
5 ^{ème} étage	1433.402	902.153	61.37	38.626	940.185	1197.9	43.972	56.02
6 ^{ème} étage	1545.385	619.073	71.39	28.601	1085.01	855.26	55.920	44.07
7 ^{ème} étage	1350.604	613.024	68.78	31.218	1034.804	722.63	58.881	41.11
8 ^{ème} étage	1313.736	442.141	74.81	25.180	1087.332	472.85	69.692	42.23
9 ^{ème} étage	1117.548	386.783	74.28	25.711	843.705	498.80	62.845	37.15
10 ^{ème} étage	1034.177	342.319	75.13	24.868	891.953	465.31	65.716	34.28
11 ^{ème} étage	792.103	165.456	82.72	17.27	685.477	91.71	73.250	11.80
12 ^{ème} étage	678.993	104.775	86.63	13.36	615.877	167.97	78.57	21.42

Tableau IV. 5 Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.

- Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée.

c) Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$ **RPA99 (Article 7.1.3.3)**

Niveau	N_d (KN)	B_c (m ²)	v	remarque
P(60×55)	2367.75	0.33	0.287	vérifiée
P(60×50)	2135.531	0.3	0.284	vérifiée
P(55 50)	1893.875	0.275	0.275	vérifiée
P(55×45)	1507.852	0.247	0.243	vérifiée
P(50×45)	1100.775	0.225	0.195	vérifiée
P(50×40)	730.271	0.2	0.146	vérifiée
P(45×40)	454.986	0.18	0.101	vérifiée
P(45×35)	143.28	0.157	0.036	vérifiée

Tableau IV. 6 Vérification de l'effort normal réduit.

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3 est cela après l'augmentation de la section des poteaux, donc la nouvelle section pour tous les poteaux du 1^{er} niveau est (60x55).

d) Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

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

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ **RPA99 (Article 5.10)**

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens xx						Sens yy				
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
43.86	1.94	9.7	9.5	0.2	306	0.00065	2.47	12.3	13.8	1.5	0.0049
40.8	1.90	9.5	8.8	0.7	306	0.0022	2.76	13.8	12.65	1.15	0.0037
37.74	1.76	8.8	8.15	0.65	306	0.0021	2.53	12.6	11.8	0.8	0.0026
34.68	1.63	8.15	7.2	0.95	306	0.0031	2.36	11.8	10.35	1.45	0.0047
31.62	1.44	7.2	6.25	0.95	306	0.0031	2.07	10.3	8.95	1.35	0.0044
28.56	1.25	6.25	5.2	1.05	306	0.0034	1.79	8.95	7.55	1.4	0.0045
25.5	1.04	5.2	4.1	1.1	306	0.0035	1.51	7.55	6.1	1.45	0.0047
22.44	0.82	4.1	3	1.1	306	0.0035	1.22	6.1	4.75	1.35	0.0044
19.38	0.60	3	2	1	306	0.0032	0.95	4.75	3.45	1.3	0.0042
16.32	0.40	2	1.2	0.8	306	0.0026	0.69	3.45	2.3	1.15	0.0037
13.26	0.24	1.2	0.7	0.5	306	0.0016	0.46	2.3	1.35	0.95	0.0031
10.2	0.14	0.7	0.44	0.26	306	0.00084	0.27	1.35	0.6	0.75	0.0024
7.14	0.088	0.44	0.19	0.25	306	0.00081	0.12	0.6	0.25	0.35	0.0011
4.08	0.038	0.19	0	0.19	408	0.00046	0.05	0.25	0	0.25	0.00061

Tableau IV. 7 Vérification des déplacements.

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k\max} = 1.5\text{cm} < 0.01 \times h_e = 3.06\text{cm}$$

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

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad ; \quad \text{Tel que :} \quad \textbf{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

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 ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
40.8	306	2486.845	0.2	122,495	0.01326	1.5	135,378	0.09000
37.74	306	4797.209	0.7	314,099	0.03449	1.15	318,215	0.05665
34.68	306	7305.163	0.65	428,07	0.03624	0.8	417,404	0.04575
31.62	306	10076.055	0.95	597,703	0.05233	1.45	559,757	0.08014
28.56	306	12846.947	0.95	740,617	0.05385	1.35	700,416	0.08092
25.5	306	15683.247	1.05	864,569	0.06224	1.4	809,592	0.08862
22.44	306	18458.662	1.1	967,601	0.06857	1.45	914,644	0.09563
19.38	306	21353.102	1.1	1060,785	0.07202	1.35	1007,393	0.09351
16.32	306	24247.542	1	1117,988	0.07087	1.3	1098,929	0.09373
13.26	306	27078.446	0.8	1135,697	0.06233	1.15	1169,546	0.08701
10.2	306	30038.74	0.5	1262,559	0.03887	0.95	1398,955	0.06666
7.14	306	33742.74	0.26	1591,71	0.01801	0.75	1524,018	0.05426
4.08	306	38235.335	0.25	1761,853	0.01507	0.35	1735,365	0.02520
0	408	41079.595	0.19	1980,176	0.00966	0.25	1953,95	0.01288

Tableau IV. 8 Vérification à l'effet $P-\Delta$.

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0.1 donc l'effet $P-\Delta$ n'a pas d'influence sur la structure.

IV.6 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st}

$$V_{xdyn} = 1980,1766 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = 1953,95 \text{ KN}$$

On a :

$$V_{stx} = 2182.55 \text{ KN} \Rightarrow 0.8V_{stx} = 1746.04 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = 2111.69 \text{ KN} \Rightarrow 0.8V_{sty} = 1689.352 \text{ KN}$$

$$V_{xdyn} \geq 0.8 \times V_{stx} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{ydyn} \geq 0.8 \times V_{sty}$$

IV.7 Conclusion

Après la modélisation on a opté pour des voiles de 20 cm d'épaisseur, ainsi que les sections des poteaux et des poutres sont augmentées pour avoir des translations dans les deux premiers modes, la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et le taux de participation massique.

Chapitre V :

Étude des éléments structuraux

V.1 Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

V.2 Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- | | | |
|-----------------|------------|----------------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$ | RPA99 (Article 5.2) |
| 2) $0.8G+E$ | 5) $G+Q$ | |
| 3) $0.8G-E$ | 6) $G+Q+E$ | |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées par le logiciel **SAP2000** selon les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{lcl}
 N_{max} & \longrightarrow & M_{\text{correspondant}} \\
 N_{min} & \longrightarrow & M_{\text{correspondant}} \\
 M_{max} & \longrightarrow & N_{\text{correspondant}}
 \end{array}$$

V.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003

RPA99 (Article 7.4.2.1)

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6% en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC	60×55	26,40	132	198
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	60×50	24	120	180
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×50	22	110	165
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55×45	19,80	99	148,5
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50×45	18	90	135
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50×40	16	80	120
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	45×40	14.4	72	108
Terrasse	45×35	12,60	63	94,5

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

b) Les armatures transversales**RPA99 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \text{ (Zone nodale).}$$

$$t \leq 15 \times \phi_l \text{ (Zone courante). (} \phi_l \text{ Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).}$$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant telle que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ;$$

$$\rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$; 0.8% si $\lambda_g < 3$; Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Avec : $\lambda_g = l_f / b$ ou l_f / a .

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

$$l_r = 40 \phi$$

V.2.2. Ferrailage des poteaux : il peut être tiré directement du logiciel **SAP2000**.

a) Armatures longitudinale**• Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\min} = -2420.99\text{KN}$ $M_{\text{cor}} = 98.22\text{NK.m}$
- $M_{\max} = -60.60\text{KN.m}$ $N_{\text{cor}} = 17.51\text{KN}$
- $N_{\max} = 98.22\text{KN}$ $M_{\text{cor}} = -2420.99\text{KN.m}$

a) Calcul sous $N_{\max}$ et M_{cor} :

$$d = 0.9 h = 0.54\text{m}; d' = 0.06\text{m}$$

$$N = -2420.99\text{KN}$$

$$M = 98.22\text{NK.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.04\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.6/2 = 0.30\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - MA \leq (0.337h - 0.81d') b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (I)$$

$$MA = M + N \times (d - h/2) = 98.22 + 2420.99 \times (0.54 - 0.3) = 679.25\text{KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2420.99 \times 10^{-3} \times (0.54 - 0.06) - 679.24 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.06) \times 0.33 \times 14.2$$

$0.48 \leq 0.71$ vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{679.25 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.54^2 \times 14.2} = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.29 < \mu_1 = 0.3916 \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \quad \text{pivot A} \quad \xi = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.43$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.447m \quad A_l = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{679.25 \times 10^{-3}}{0.447 \times 348} = 43.66 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = -25.9 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 \% \cdot b \cdot h = 26.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 40.45 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4T25+4T20+8T14=44.53 cm²

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{cal} (cm ²) sap2000	A _{cal} (cm ²)	A _{mim} (cm ²) RPA99	A _{adoptée} (cm ²)
RDC	60×55	40,45	0	26,40	4T25+4T20+8T14=44.53
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	60×50	34	0	24	4T25+8T14+4T12=36.48
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×50	31,57	24	22	4T25+8T14=31.96
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55×45	12,86	0	19,80	4T16+8T14=20.36
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50×45	16,68	9.49	18	4T16+4T14+4T12=18.72
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50×40	11,44	8.5	16	8T16=16.08
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	45×40	7,45	7.32	14.4	8T16=16.08
Terrasse	45×35	2,90	6.12	12,50	4T16+4T12=12.56

Tableau.V.2 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Du tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui recommandé par le RPA 99/2003 car le ferrailage donné par le SAP est inférieur à $A_{\min}$ du RPA.

b) Armatures transversales

Niveau	RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	terrasse
Section (cm)	60×55	60×50	55×50	55×45	50×45	50×40	45×40	45×35
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2,5	2,5	2,5	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1,4	1,2	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2
l_f (cm)	285,6	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
λ_g	4.76	3,57	3,89	3,89	4,28	4,28	4.76	4.76
V_u (KN)	290 ,079	219,215	102,85	77,35	95,903	69,048	59,566	20,351
l_r (cm)	100	100	80	64	64	64	64	64
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$	15	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm)	1.04	0.59	0.72	0.51	1.52	1.04	0.59	0.72
$A_{\min}^t$ (cm) Zone nodale	6.19	5.13	2.62	1.97	2.69	1.95	1.86	1.19
$A_{\min}^t$ (cm) Zone courante	4.53	3.42	1.75	1.31	1.79	1.29	1.24	1.03
$A^t_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	8T10= 6.28	8T10= 6.28	4T10= 3.14	4T10= 3.14	4T10= 3.14	4T10= 3.14	4T10= 3.14	4T10= 3.14

Tableau.V.3 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales. $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10\text{mm} \geq \frac{25}{3} \Rightarrow 10 \geq 8.33\text{mm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

V.2.3. Vérifications

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une hauteur de h=4,08m et un effort normal égal à : 2420.996 KN

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.856m$ (Longueur de flambement).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.17 \text{ (Rayon de giration).}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.17} \Rightarrow \lambda = 16.8 \Rightarrow \alpha = 0.81 ;$$

$$B_r = (60-2) \times (55-2) = 3074. \quad B_r = 3074 \text{ cm}^2 \text{ (Section réduite).}$$

Donc :

$$N_u = 0.81 \times \left(\frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 44.53 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5865.58 \text{ KN}$$

On a $N_u^{\max} = 2420.996 \text{ KN} < N_u = 5865.58 \text{ KN}$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	$N_u^{\max}$ (KN)	N_u (KN)
RDC	60×55	4.08	2.856	0.17	16.80	0.81	44.53	3074	2420.996	5865.58
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	60×50	3.06	2.142	0.17	12.60	0.82	36.48	2784	2055.17	5268.02
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×50	3.06	2.142	0.15	14.28	0.82	33.17	2544	1896.164	4809.17
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55×45	3.06	2.142	0.15	14.28	0.82	20.36	2279	1483.755	4048.25
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50×45	3.06	2.142	0.14	15.30	0.81	18.72	2064	1102.582	3623.41
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50×40	3.06	2.142	0.14	15.30	0.81	16.58	1824	730.271	3203.12
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	45×40	3.06	2.142	0.12	17.85	0.80	14.83	1634	454.986	2833.40
Terrasse	45×35	3.06	2.142	0.12	17.85	0.80	12.56	1419	143.28	2451.71

Tableau.V.4 Justification de l'effort normal réduit.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{\max} < N_u$ donc c'est vérifié.

c) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

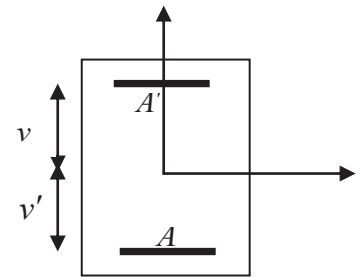


Fig.V.1 Section d'un poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
RDC	60×55	54	44.53	34,04	25,96	0,012922976	1435,118	57,30	4,66	15
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	60×50	54	36.48	33,7	26,3	0,011976317	1360,242	43 ,61	4,54	15
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×50	49,9	33.17	30,93	24,07	0,009312351	1212,128	32 ,09	4,41	15
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55×45	49,9	20.36	29,96	25,04	0,007950026	947,453	27,61	3,93	15
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50×45	45	18.72	27,21	22,79	0,00658711	702,879	25,91	3,23	15
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50×40	45	16.58	27,21	22,79	0,006054066	464,947	30,23	2.46	15
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	45×40	40.5	14.83	24,47	20,53	0,004471234	263,309	60,17	1,49	15
Terrasse	45×35	40.5	12.56	24.42	20,58	0,004088548	95,723	19,25	0,61	15

Tableau.V.5 Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

d) Vérification aux sollicitations tangentielles

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que : **RPA 99 (Article 7.4.3.2)**

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
RDC	60×55	2.856	4,76	0.04	54	290,07	0.738	1	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×50	2.142	3,57	0.04	54	219,21	0.356	1	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×50	2.142	3,89	0.04	49,9	102,85	0.412	1	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55×45	2.142	3,89	0.04	49,9	77,35	0.344	1	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50×45	2.142	4,28	0.04	45	95,903	0,473	1	vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50×40	2.142	4.28	0.04	45	110,048	0.611	1	vérifiée
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	45×40	2.142	4,76	0.04	40.5	59,566	0,367	1	vérifiée
Terrasse	45×35	2.142	4,76	0.04	40.5	20,351	0,143	1	vérifiée

Tableau V. 6 Vérification des contraintes tangentielles.

V.2.5. Schémas de ferrailage des poteaux.

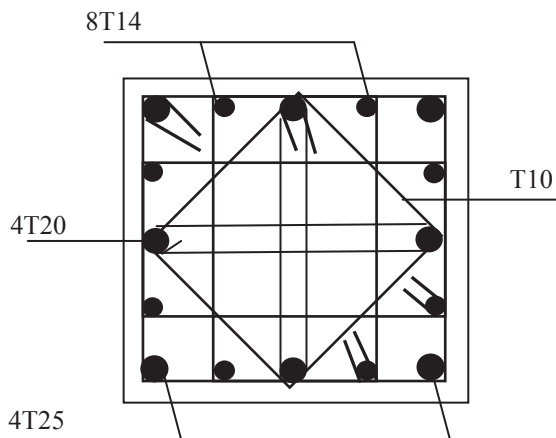


Schéma de ferrailage des poteaux RDC.

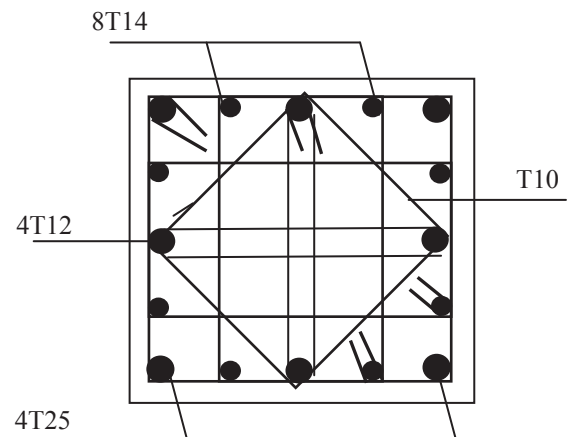


Schéma de ferrailage des poteaux 1^{er} étage et 2^{ème} étage.

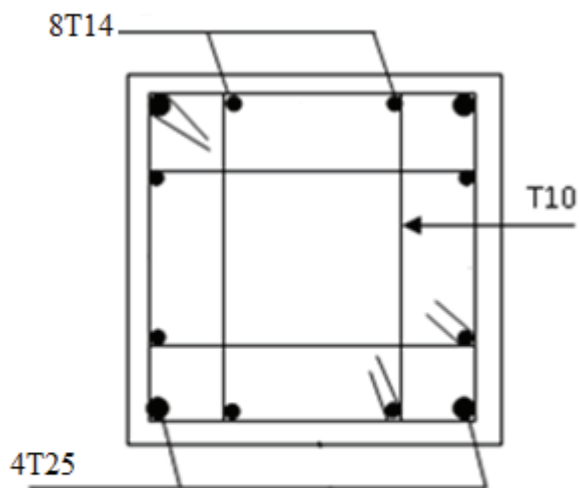


Schéma de ferrailage des poteaux
3^{ème} étage et 4^{ème} étage

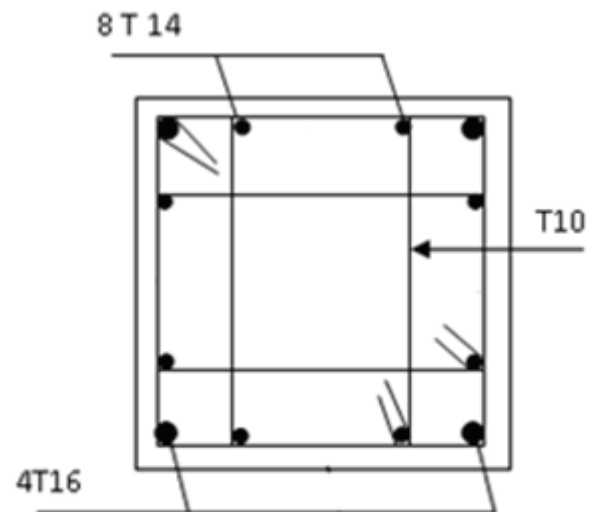


Schéma de ferrailage des poteaux
5^{ème} étage et 6^{ème} étage

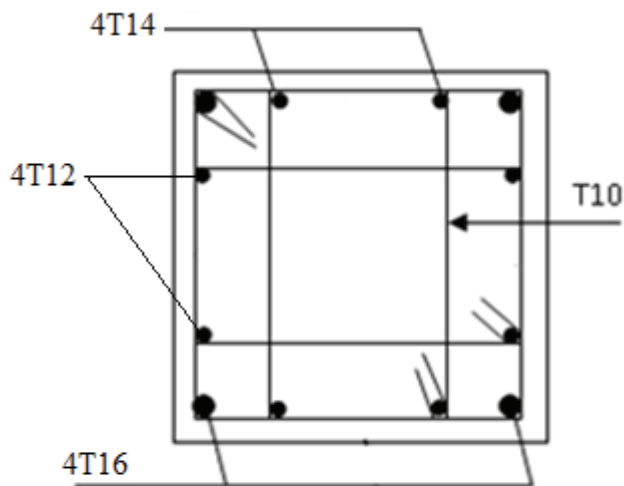


Schéma de ferrailage des poteaux
7^{ème} étage et 8^{ème} étage

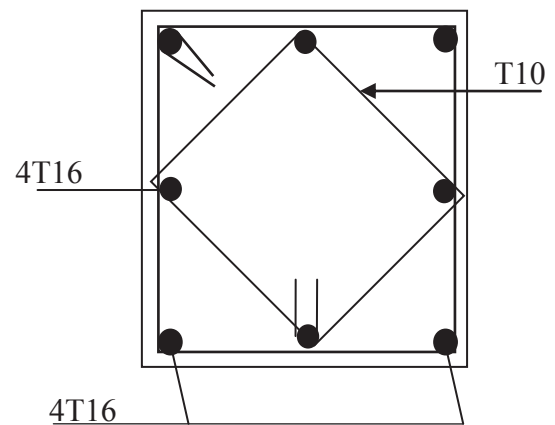


Schéma de ferrailage des poteaux
9^{ème} étage et 10^{ème} étage.

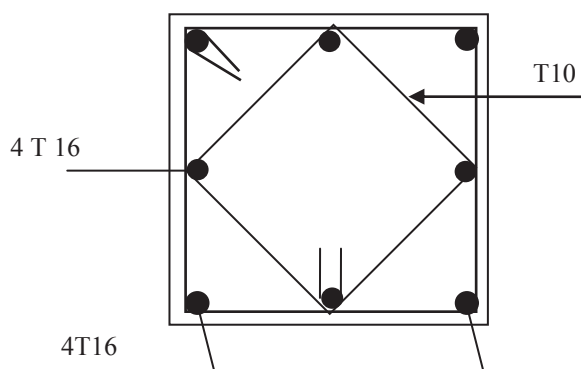


Schéma de ferrailage des poteaux
11^{ème} étage et 12^{ème} étage.

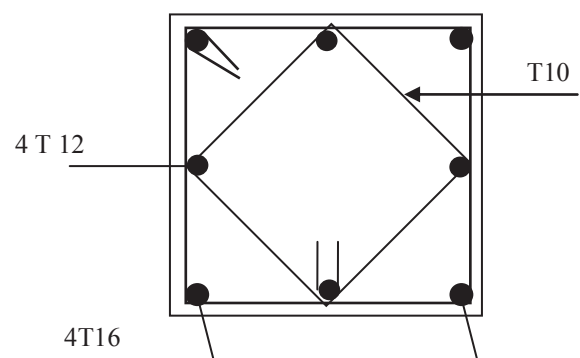


Schéma de ferrailage des
Poteaux Terrasse

Fig.V.2 Schémas de ferrailage des poteaux

V.3 Étude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales et les poutres secondaires, après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

V.3.1 Les recommandations du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right) \rightarrow \text{Dans la zone nodale, et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$
- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA 99**.

niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} KN.m	M _{appui} KN.m	V KN	M _{travée} KN.m	M _{appui} KN.m	V KN
RDC et 1 ^{er} étage	80.81	135.72	160.94	39.01	52.32	64.21
Etages 2 à 11	89.52	117.34	100.99	37.56	46.44	54.5
terrasse	34.25	55.91	71.08	18.5	23.23	21.89

Tableau V.7 Les sollicitations les plus défavorables.

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenue le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

niveau	Type de poutre	section	localisation	A _{cal} SAP 2000	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²) et N ^{bre} de barres
RDC et 1^{er} étage	Principale	45×30	Appuis	8.7	6.75	81	6T14=9.24
			Travée	5.82		54	6T12=6.79
	Secondaire	35×30	Appuis	3.64	5.25	63	6T12=6.78
			Travée	3.86		42	6T12=6.78
Etages 2 à 11	Principale	35×30	Appuis	8.74	5.25	63	6T14=9.24
			Travée	5.6		42	6T16=6.03
	Secondaire	35×30	Appuis	3.97	5.25	63	6T12=6.78
			Travée	3.59		42	6T12=6.78
terrasse	Principale	50×30	Appuis	4.37	7.5	90	3T12+3T16=8.01
			Travée	4.37		60	3T12+3T16=8.01
	secondaire	35×30	Appuis	2.97	5.25	63	6T12=6.78
			Travée	2.97		42	6T12=6.78

Tableau V.8 Les armatures longitudinales dans les poutres.

• Longueur de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm; \text{ on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm; \text{ on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

b) Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

▪ Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

▪ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(14; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(14; 1.28; 4)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

c) Calcul des espacements des armatures transversales

▪ Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 104.66cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 40cm ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 54.9cm$$

▪ Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 11.25cm ; \text{ soit } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5cm ; \text{ soit } S_t = 15cm$$

d) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \text{ C'est vérifié}$$

V.3.3 Vérifications [BAEL 91]

a) Vérifications à L'ELU

1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.55 cm^2$$

2) Vérification des contraintes tangentielles

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

BAEL91 (Article H.III.1)

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25MPa$$

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	160.94	1.24	Vérifiée
Secondaires	64.21	0.64	Vérifiée

Tableau V.9 Vérification des contraintes tangentielles.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$\text{-Appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{-Appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}\right)$$

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	9.24	160.94	135.72	4.62	5.45	Vérifiée
Secondaires	6.78	64.21	52.32	1.84	3.21	Vérifiée

Tableau V.10 Vérification au cisaillement.

b) Vérifications à L'ELS

1) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 \quad ;$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
Principales	appui	71.20	227812.5	15.84	4.95	15	vérifiée
	travée	64.68		14.01	3.97	15	vérifiée
Secondaires	appui	30.09	107187.5	11.94	3.35	15	vérifiée
	travée	24.56		11.94	2.73	15	vérifiée

Tableau.V.11 Vérification de l'état limite de compression du béton.

2) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

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

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

	h cm	b cm	l cm	A_s cm ²	$\frac{ht}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	50	30	600	9.24	0.08	0.03	0.006	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	35	30	400	6.78	0.08	0.01	0.006	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau.V.12 Vérification à la flèche.

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.4 Schémas de ferrailages des poutres du RDC, (toutes les autres poutres se ferrailent de la même manière, y'a que la section d'acier qui change)

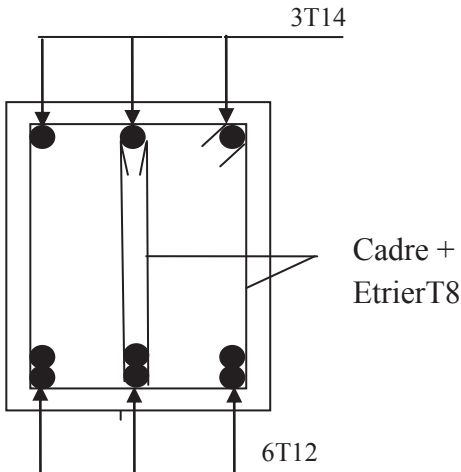
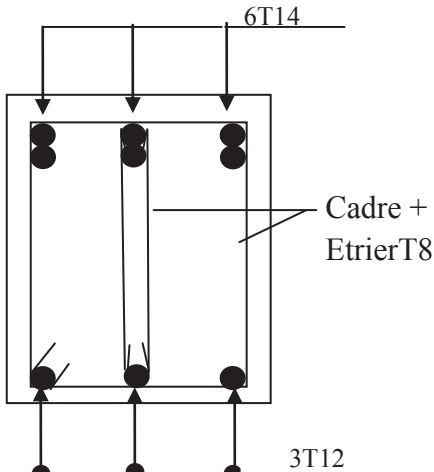
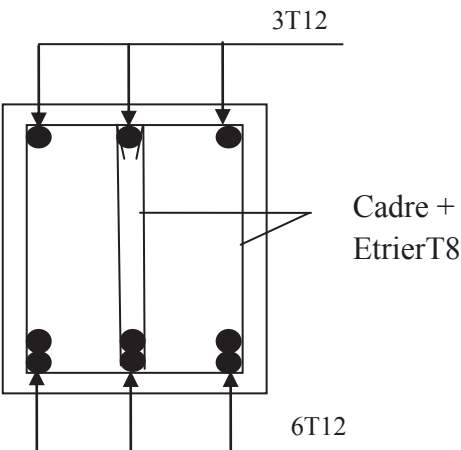
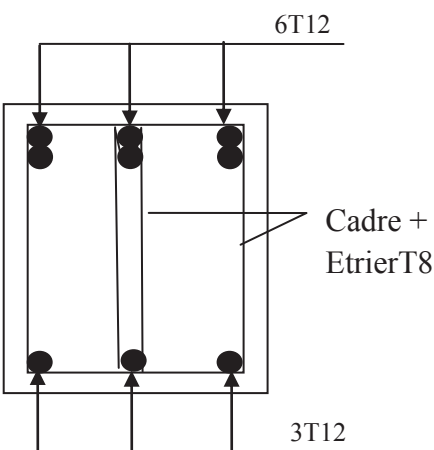
	En travée	En appui
PP	 3T14 6T12 Cadre + EtrierT8	 6T14 3T12 Cadre + EtrierT8
PS	 3T12 6T12 Cadre + EtrierT8	 6T12 3T12 Cadre + EtrierT8

Tableau.V.13 Sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires.

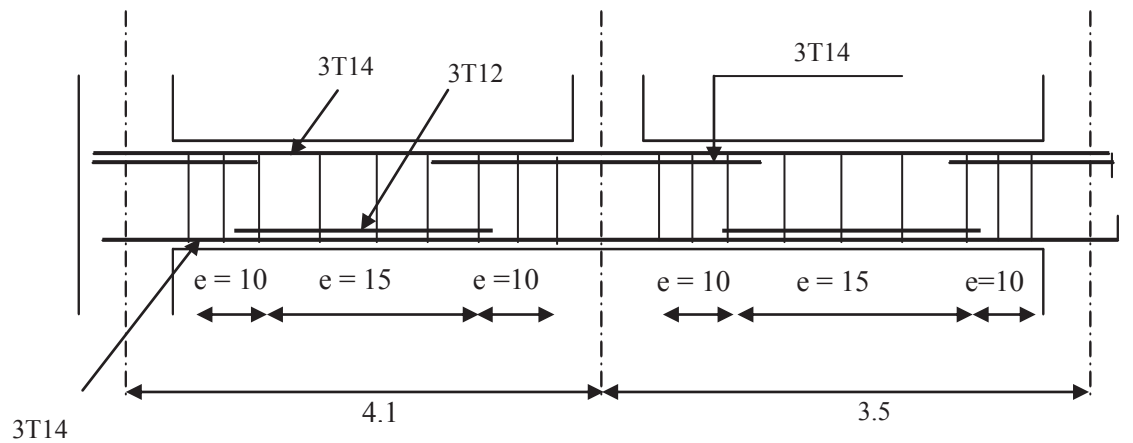


Fig.V.3 Disposition constructive de la poutre principale

V.4 Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03(Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0.85 \times h$

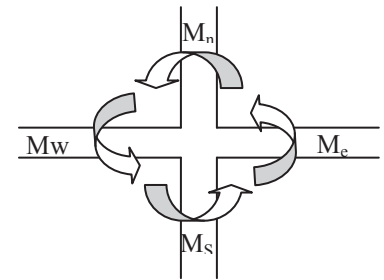


Fig. V. 4 Schéma de la Zone nodale

1.1 Poteau

Niveau	Section (cm)	Z (m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC	60×55	0.51	44.77	794.18
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×50	0.51	35.72	633.64
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×50	0.467	31.96	519.14
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55×45	0.467	20.36	330.71
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50×45	0.425	18.72	276.73
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50×40	0.425	16.08	237.7
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	45×40	0.382	16.08	213.65
13 ^{ème} étage	45×35	0.382	12.56	166.88

Tableau V.14 Moments résistant dans les poteaux.

1.2 Poutre

Niveau	Type	Section (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Tous les niveaux	PP	45×30	38.25	9.24	122.93
	PS	35×30	29.75	6.78	70.15

Tableau.V.15 Moments résistants dans les poutres.

2) Vérification des zones nodales

niveau	plan	M _e et M _w	M _n et M _s	1.25× (M _e +M _w)	M _n +M _s	observations
RDC	PP	122.93	794.18	307.32	1427.82	vérifiée
	PS	70.15	633.64	175.37	1427.82	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	PP	122.93	633.64	307.32	1152.78	vérifiée
	PS	70.15	519.14	175.37	1152.78	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	PP	122.93	519.14	307.32	849.85	vérifiée
	PS	70.15	330.71	175.37	849.85	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	PP	122.93	330.71	307.32	607.44	vérifiée
	PS	70.15	276.73	175.37	607.44	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	PP	122.93	276.73	307.32	521.82	vérifiée
	PS	70.15	237.7	175.37	521.82	vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	PP	122.93	237.7	307.32	451.35	vérifiée
	PS	70.15	213.65	175.37	451.35	vérifiée
11 ^{ème} , 12 ^{ème} étage et 13 ^{ème} étage	PP	122.93	213.65	307.32	380.53	vérifiée
	PS	70.15	166.88	175.37	380.53	vérifiée

Tableau.V.16 Vérification des zones nodales.

V.5 Étude des voiles

1) Introduction

Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) faible devant les deux autres, ils présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion
- Flexion par effort tranchant
- Ecrasement

Dans le but d'éviter ces modes de ruptures on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

2) Les recommandations du RPA99

a) Armatures verticales : sont destinées à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées a deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal de toute la zone tendue est de **0.2 %**.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**S**) est inférieur à l'épaisseur du voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur **L/10** dans les zones extrêmes.

b) Armatures horizontales : sont destinées à reprendre les efforts tranchant, elles sont disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de diamètre **10Ø**

c) Armatures transversales : sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires entre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1 m² au moins.

d) Armatures de couture : le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{8}{B_k}$$

Cette quantité doit s'ajouter a la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e) Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\leq a/10$

f) Longueur de recouvrement

$L_r = 40$ en zone qui peut-être tendue.

$L_r = 20$ en zone comprimée sous toutes les combinaisons.

3) Disposition des voiles

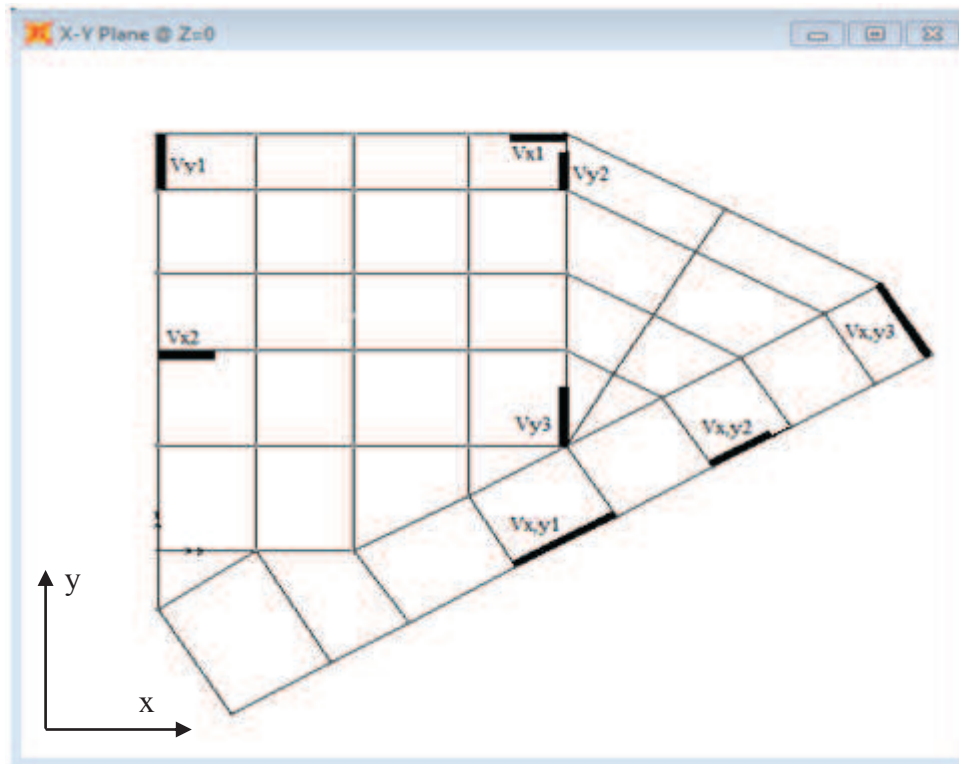


Fig.V.5 Disposition des voiles

4) Ferrailage des voiles

a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section

(e × l) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

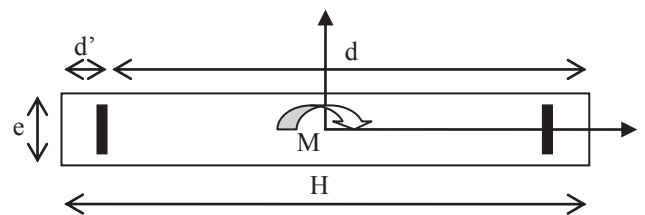


Fig.V.6 Schéma d'un voile plein

b) Armatures horizontales : Elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$$A_H^{\min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

$N_{bre}/face$: nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

	e (cm)	$N_{max} \rightarrow M$ correspondant.		$N_{min} \rightarrow M$ correspondant.		$M_{max} \rightarrow N$ correspondant	
$V_{x1} A$	20	1036.786	365.7112	150.923	494.2212	1403.3524	515.793
$V_{x1} B$	20	882.5	233.1144	56.879	601.2082	832.9796	177.181
$V_{x2} A$	20	1891.288	1638.501	518.009	427.8676	2743.3203	1875.196
$V_{x2} B$	20	750.582	638.1636	193.08	43.5508	638.1636	750.582
$V_{y1} A$	20	1008.46	163.9821	456.029	2279.954	2438.0471	834.045
$V_{y1} B$	20	394.421	206.2105	179.268	538.9916	768.3785	328.961
$V_{y2} A$	20	870.363	589.406	147.37	810.139	810.139	147.37
$V_{y2} B$	20	744.36	98.041	118.064	573.8801	700.5559	14.691
$V_{y3} A$	20	2032.219	92.0317	275.542	2730.505	3176.9871	709.386
$V_{y3} B$	20	870.892	220.4508	34.541	766.0054	931.933	208.122
$V_{x,y1}$	20	855.248	60.2933	200.877	982.0315	1079.7668	643.538
$V_{x,y2} A$	20	2322.442	2633.552	372.572	3155.546	2633.5521	2322.442
$V_{x,y2} B$	20	778.871	599.9416	153.807	695.9275	950.7404	279.874
$V_{x,y3} A$	20	1653.718	74.1539	754.527	1217.372	1921.0769	1116.442
$V_{x,y3} B$	20	673.966	400.8045	327.239	655.4148	887.3631	488.208

Tableau. V.17 Récapitulation des efforts dans les voiles (SAP2000).

Tel que :

B désigne les cinq derniers niveaux de chaque voile et **A** désigne les autres étages au-dessous.

$$\tau = \frac{V}{e \times d} ; \text{ avec } e : \text{ épaisseur du voile } ; d : \text{ hauteur utile} = 0.9 h. \text{ (RPA Article 7.7.2)}$$

▪ **Voiles selon xx'**

Niveau	A		B	
	V_{x1}	V_{x2}	V_{x1}	V_{x2}
l (m)	2	2	2	2
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	1403.3524	2743.3203	233.1144	638.1636
N (KN)	515.793	1875.196	882.5	750.582
V (KN)	210.164	352.842	240.808	261.865
τ (Mpa)	0.58	0.98	0.66	0.72
$A_{v_{cal}}$ /face (cm ²)	31,64	37,22	16,87	22,18
$A_{v_{min}}$ /face (cm ²)	6	6	6	6
$A_{v_{adop}}$ /face (cm ²)	31.7	37.7	16.93	24.13
N^{barre} /face	4T25+6T16	12T20	11T14	12T16
S_t (cm)	20	20	20	20
A_{hcal} /face (cm ²)	7.92	9.42	4.23	6.03
A_{hmin} /face (cm ²)	8.58	8.58	8.58	8.58
A_{hadop} /face (cm ²)	10.18	10.18	10.18	10.18
N^{barre} /face	9T12	9T12	9T12	9T12
S_t (cm)	25	25	25	25

Tableau.V.18 Ferrailage des voiles selon xx' .

▪ **Voiles selon yy'**

Niveau	A			B		
	V_{y1}	V_{y2}	V_{y3}	V_{y1}	V_{y2}	V_{y3}
l (m)	1.95	1.75	2.45	1.95	1.75	2.45
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	2438.0471	589.406	3176.9871	768.3785	700.5559	931.933
N (KN)	834.045	870.363	709.386	328.961	14.691	208.122
V (KN)	254.638	223.708	294.677	104.327	358.356	255.709
τ (Mpa)	0.72	0.71	0.66	0.29	1.13	0.57
$A_{v_{cal}}$ /face (cm ²)	42,54	24,62	40,83	18,11	13,73	15,75
$A_{v_{min}}$ /face (cm ²)	5.85	5.25	7.35	5.85	5.25	7.35
$A_{v_{adop}}$ /face (cm ²)	43.39	25.13	40.84	18.47	13.85	15.83
N^{barre} /face	4T25+6T20	8T20	13T20	12T14	9T14	14T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{hcal} /face (cm ²)	10.84	6.28	10.21	4.61	3.46	3.95
A_{hmin} /face (cm ²)	9.18	8.58	8.58	9.18	8.58	8.58
A_{hadop} /face (cm ²)	11.31	9.05	11.31	10.18	9.05	9.05
N^{barre} /face	10T12	8T12	10T12	9T12	8T12	8T12
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau.V.19 Ferrailage des voiles selon yy' .

▪ Voiles selon xy'

Niveau	A			B	
	V_{xy1}	V_{xy2}	V_{xy3}	V_{xy2}	V_{xy3}
l (m)	3.00	2.27	3	2.27	3
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	1079.7668	3155.546	1921.0769	599.9416	887.3631
N (KN)	643.538	372.572	1116.442	778.871	488.208
V (KN)	454.785	299.429	199.903	167.192	129.707
τ (Mpa)	0.84	0.73	0.37	0.40	0.24
$A_{v_{cal}}$ /face (cm ²)	21,80	49,76	38,38	20,69	17,27
$A_{v_{min}}$ /face (cm ²)	9	6.81	9	6.81	9
$A_{v_{adop}}$ /face (cm ²)	23.09	51.84	38.96	21.55	18.10
N^{barre} /face	15T14	8T25+4T20	10T16+6T20	14T14	16T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_{hcal} /face (cm ²)	5.77	12.96	9.74	5.37	4.52
A_{hmin} /face (cm ²)	9.18	8.58	9.18	8.58	9.18
A_{hadop} /face (cm ²)	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
N^{barre} /face	12T10	12T10	12T10	12T10	12T10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau.V.20 Ferrailage des voiles selon xy' .

▪ Vérification a l'effort tranchant

(RPA99 Article 7.7.2)

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

On remarque $\bar{\tau} > \tau$ pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée.

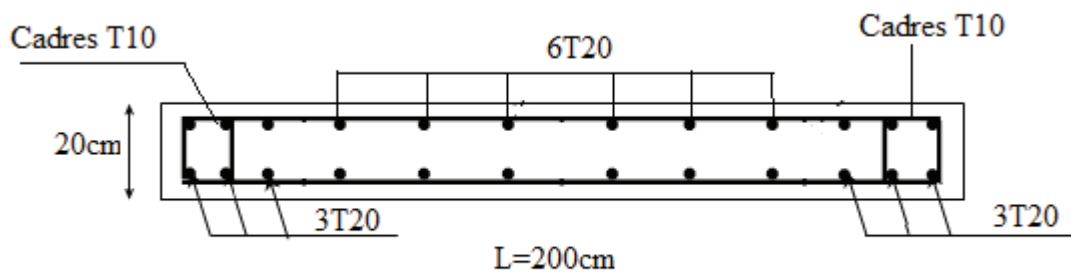


Fig.V.7 Schéma de ferrailage du voile V_{x2} au niveau du RDC

V.6 Conclusion

Après avoir étudié tous les éléments structuraux, on conclut que le ferrailage du RPA est majoritaire. Enfin on passe au dernier chapitre qui est l'étude de l'infrastructure.

Chapitre VI :

Étude des fondations

VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.22 bar à une profondeur de 2 m.

VI.3 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

VI.4 Étude des fondations

1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux étant de sections rectangulaires, On choisit des semelles rectangulaires.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle,

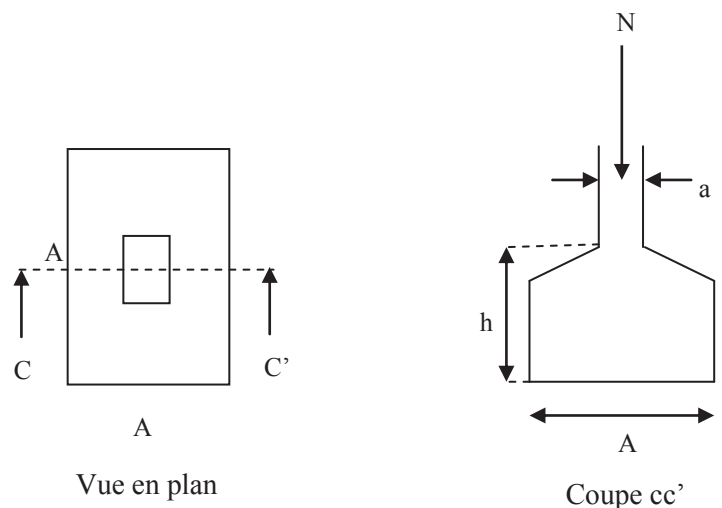


Fig.VI. 1 Schéma d'une semelle isolée

Obtenu par le logiciel **SAP2000**.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$N = 2420.996 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 122 \text{ KN/m}^2$$

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} ; \quad (A \times B) \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.420996}{0.122}} = 4.45m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

2. Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} ; \text{ Avec}$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6 + N7 \Rightarrow N = 6.928 \text{ MN}$$

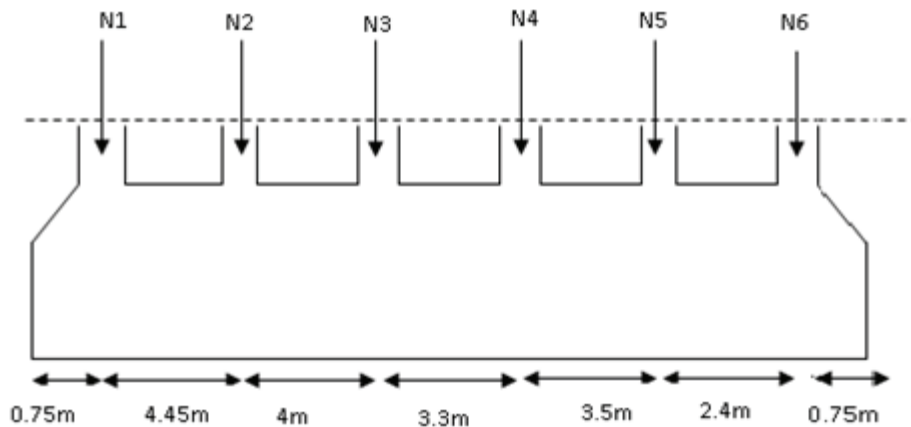


Fig.VI.2. Semelle filante

Le Portique le plus sollicité

$$B_1 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{6.928}{0.122 \times 19.15} = 2.96m.$$

Remarque Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, se choix ne convient pas.

3. Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

3.1 Pré dimensionnement

a) Condition de coffrage

Pour les nervures

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} \dots\dots\dots(1) ; \text{ avec } h_t \text{ est la hauteur de la nervure.}$$

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs; $L_{\max} = 650 \text{ cm}$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h_t \geq 65 \text{ cm}$

On opte pour une hauteur $h_t = 75 \text{ cm}$

Pour la dalle $h_0 \geq \frac{l_{\max}}{20} \Rightarrow h_0 \geq 32,5 \text{ cm}$; On opte pour une hauteur $h_0 = 40 \text{ cm}$

b) La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \dots\dots\dots(1)$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} ; l_e \text{ est la longueur élastique.} \dots\dots\dots(2)$$

E: Module de Young.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases} ; \text{ Dans notre cas on a un sol moyen donc } K = 4 \text{ Kg/cm}^3.$$

$$E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml, on prend 1ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{De (1), (2) et (3)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} ; \text{ Donc : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.45^4 \times 40}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^4}} \Rightarrow h_t > 0.49m$$

A partir des deux conditions précédentes on prend $h_t = 0,60m$ Pour les nervures du radier.

b) La surface du radier

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{39895.123}{122} = 327.03m^2.$$

Or la surface du bâtiment est $S_{bat}=433.118m^2$.

On opte $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 433.118 m^2$

3.2 Les vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

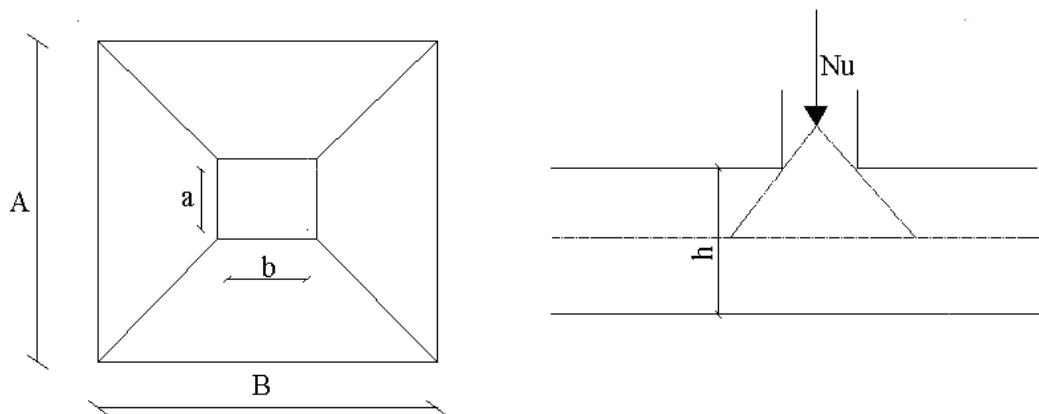


Fig.VI. 2Zone de contact poteau

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **(CBA93 article A.5.2.4.2)**

N_U : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 65 + 75 \Rightarrow A = 140cm \\ B = 60 + 75 \Rightarrow B = 135cm \end{cases}$$

Après le calcul on trouve $U_c = 5.3m$ ce qui donne :

$$Nu = 2426.996 < 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5.5 \times 0.75 \times \frac{25}{1.15} = 4035.32 KN \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

$$\text{A partir du programme SOCOTEC on trouve : } \begin{cases} X_g = 10.49m; I_{xx} = 14174.68m^4 \\ Y_g = 7.57m; I_{yy} = 20040.19m^4 \\ S_{rad} = 433.118m^2 \end{cases}$$

• **Dans le sens xx**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_y} \times Y_g$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$$N = 48458,051 KN \text{ et } M_x = 23805,225 KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_1 = 124.6 KN/m^2 ; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_2 = 99.16 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 124.6 + 99.16}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.118 Mpa$$

$$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Dans le sens y-y**

$$M_y = 23853,672 KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_1 = 124.36 KN/m^2 ; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_2 = 99.4 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 124.36 + 99.4}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.118 Mpa$$

$$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc La contrainte est vérifiée dans les deux sens du radier.

3.3 La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 3.50m$ et $l_y = 4.45m$

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,4 = 10 \text{ KN} / m^2 \text{ (} G_0 : \text{ le poids propre du radier)}$$

a) Calcul des sollicitations

▪ Calcul a l'ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 = \frac{48458,051}{433.118} + 1,35 \times 10 \Rightarrow q_u = 125.38 \text{ KN} / m^2.$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = \frac{39895.123}{433.118} + 10 \Rightarrow q_s = 102.11 \text{ KN} / m^2.$$

N : est l'effort normal ramené par la superstructure

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.78 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\bullet \text{ A L'ELU : } \rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases} \text{ annexe 2}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 89.69 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 50.30 \text{ KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 76.23 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 42.75 \text{ KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 44.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 25.3 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{ A L'ELS : } \rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases} \text{ annexe 2}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 81.3 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 55.61 \text{KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 69.1 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 47.26 \text{KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 40.65 \text{KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 27.8 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$

		M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	A (cm ² /ml) adopté
Sens x.x	Travée	89.69	0.046	0,059	0,361	7.13	5T16 = 10.05
	appui	50.3	0,029	0,037	0,364	3.96	5T12 = 5.65
Sens y.y	Travée	81.3	0,030	0,038	0.364	6.45	5T16 = 10.05
	appui	55.61	0.017	0.021	0.366	4.38	5T12 = 5.65

Tableau.VI. 1 Résumé des résultats du ferrailage.

- **Espacement des barres**

$$\text{Sens x-x} : S_t \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33 \text{cm}$$

$$\text{Sens y-y} : S_t \leq \min(4 \times h_0; 45) = 45 \text{cm} ; \text{ Soit : } S_t = 20 \text{cm dans les deux sens.}$$

- **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

On calcule $A_{\min}$:

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases} ; \begin{array}{l} h_0 = e = 40 \text{cm} \\ b = 100 \text{cm} \\ \rho = 0.78 \end{array}$$

$$\text{On a des HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 3.29 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 3.20 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$\text{On vérifie que } A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 3.20 \text{cm}^2 > 0.822 \text{cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}.$$

$$-V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 157.85 \text{ KN}; \tau_u = \frac{157.85}{1 \times 0.35} \Rightarrow \tau_u = 0.451 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}.$$

..... vérifiée

$$-V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 146.27 \text{ KN}; \tau_u = \frac{146.27}{1 \times 0.35} \Rightarrow \tau_u = 0.417 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

vérifiée

b) Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

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

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 5.46 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 5.46 \times 10^{-4} \times 0.35 = 0$$

$$\Rightarrow y = 6.78 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 75611.43 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{f_{t28}}\right] = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci dessous :

Localisation	Sens	$M_{ser}(KN.m)$	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	69.10	5.46	6.78	75611.43	6.2	432.36
	yy	47.26	3.71	5.64	53951.03	4.94	385.78
Appui	xx	40.65	4.46	6.33	71383.94	3.60	261.97
	yy	27.80	4.46	6.33	71383.94	2.46	179.16

Tableau VI.2. Vérification des contraintes

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation	Sens	$M_{ser}(KN.m)$	A (cm^2)	Choix/ml (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	69.10	12.06	6HA16	9.49	146211.51	4.48	180.84
	yy	47.26	9.24	6HA14	8.51	117801.57	3.41	159.41
Appui	xx	40.65	9.24	6HA14	8.51	71383.94	2.93	137.11
	yy	27.80	6.79	6HA12	7.48	91086.43	2.28	125.98

Tableau VI.3. Vérification des contraintes nouvelle

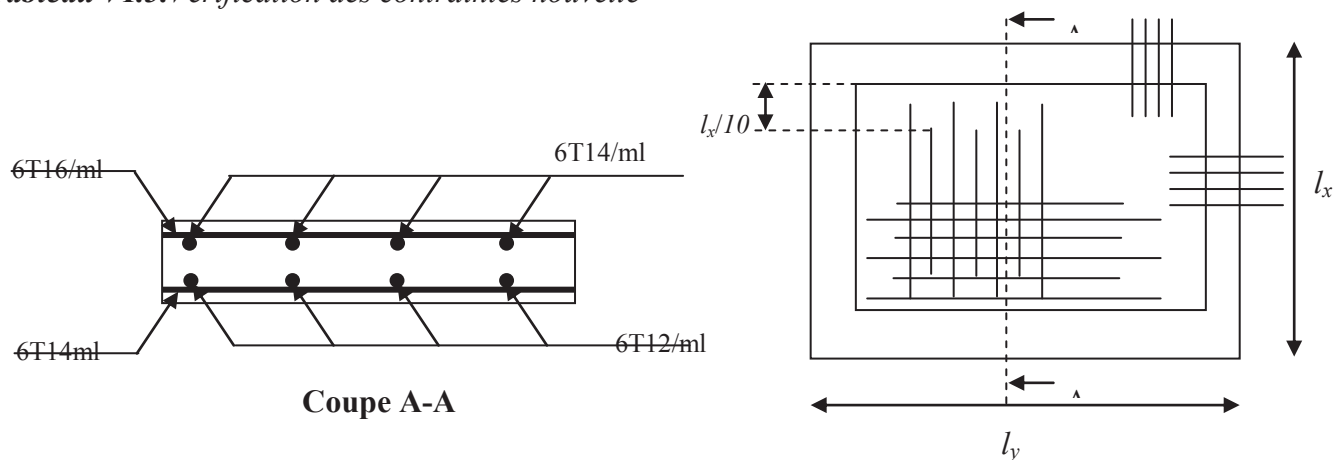


Fig.VI. 3 Schéma de ferrailage du radier

3.4. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

a) Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

On a $\rho = 0.78 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Les charges triangulaires :** $p = \frac{q_u \times l_x}{3}$; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire
- **Les charges trapézoïdales :** $p = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times (\frac{q_u \times l_x}{2})$; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.
- $q_u = 125.38 \text{ KN/m}^2$
- $q_s = 102.11 \text{ KN/m}^2$

Calcul des sollicitations :

- **Moments aux appuis** $M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$; avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \quad ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

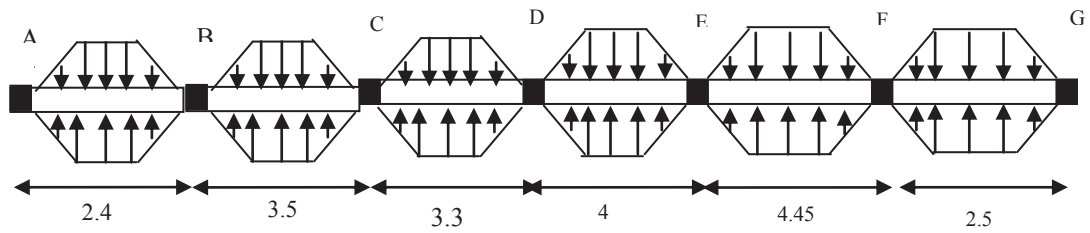


Fig.VI.5 Charges transmises aux nervures principales du radier

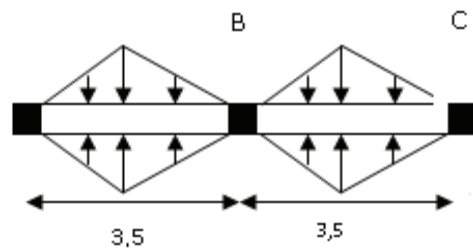


Fig.VI.6 Charges transmises aux nervures transversales du radier

• Sens longitudinal y-y

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t
				M_g	M_d		
A-B	2.4	2.4	119.94	13.54	182.59	1.761	30.98
B-C	3.5	2.8	174.91	182.59	232.28	1.863	108.24
C-D	3.3	2.64	164.92	232.28	301.69	1.817	177.43
D-E	4	3.2	199.9	301.69	451	2.297	200.67
E-F	4.45	3.56	222.39	451	364.81	2.07	272.07
F-G	2.5	2.5	124.94	364.81	32.43	0.18	76.59

Tableau.VI. 4.Sollicitations de la nervure principale.

• Sens transversal x-x

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t
				M_g	M_d		
A-B	3.5	3.5	174.91	28.79	252.07	2.25	38.63
B-C	3.5	3.5	174.91	252.07	28.79	1,24	109.64

Tableau.VI. 5. Sollicitations de la nervure transversale.

b) Le Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$$h_t = 0.75m$$

$$h_0 = 0.4m$$

$$b_0 = 0.65m$$

$$d = 0.7m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.45}{10}; \frac{3.5}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.445; 1.75)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.40m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.45m$$

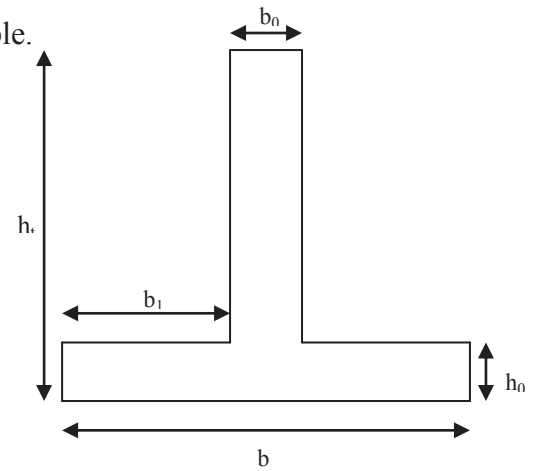


Fig.VI. 7 Section à ferrailer

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{min \text{ RPA}}$ (cm ²)	$A_{max \text{ RPA}}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
y-y	Travée	272.07	11.32	24.37	292.5	10T20=31.42
	Appui	451	18.95	24.37	292.5	10T20=31.42
x-x	Travée	109.64	4.52	24.37	292.5	10T20=31.42
	Appui	252.07	12.25	24.37	292.5	10T20=31.42

Tableau.VI. 6 Résumé des résultats du ferrailage.

c) Vérification à l'ELU**Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_u = 376.91 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.37 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

d) Vérification à l'ELS**✓ État limite de compression du béton :**

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

✓ Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
y-y	Travée	180,531	15.5	1056084.3	1.9	15	77.68	201.63
	appui	201,638	17.4	1315081.6	2.05	15	71.40	201.63
x-x	Travée	89.754	14.5	1056084.3	1.57	15	64.42	201.63
	appui	173,025	17.4	1315081.6	1.64	15	57.07	201.63

Tableau.VI.7. Vérification des contraintes.

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ vérifiée.

e) Schéma de ferrailage

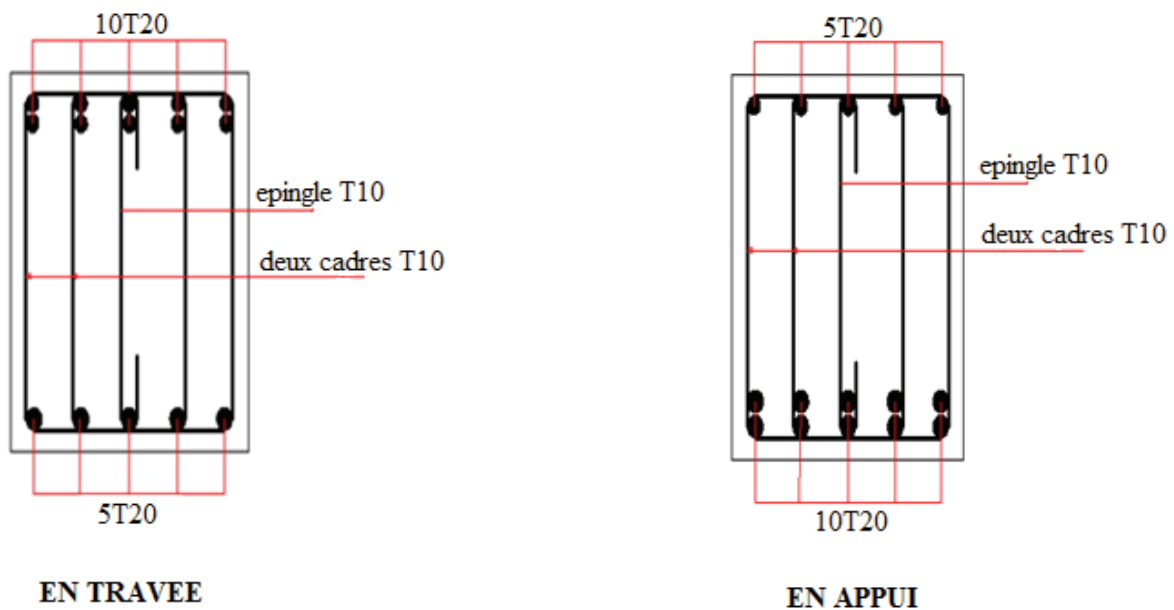


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de la nervure

VII.5 Etude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

a) Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003

$e \geq 15\text{cm}$; On prend $e = 20\text{cm}$

b) Caractéristiques géotechniques du sol

L'angle de frottement interne : $\varphi = 13^\circ$

La cohésion : $C = 0,38 \text{ KN/m}^2$

Poids volumique des terres humide: $\gamma_h = 19,3 \text{ KN/m}^3$

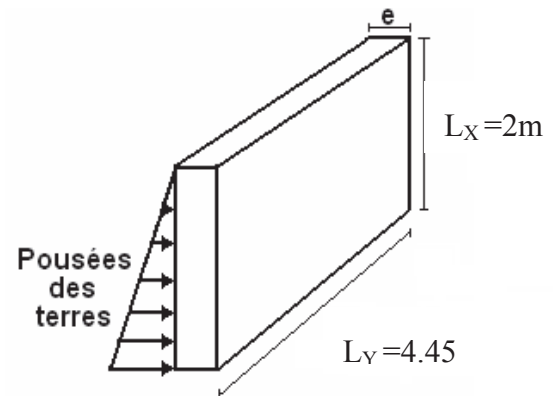


Fig.VI.9 Voile périphérique

a) Evaluation des charges et surcharges

• La poussée des terres sur le rideau

$$G = h \times (\gamma_h \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times C \times \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow G = 2 \times 19.3 \times (\tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{13}{2})) - 2 \times 0.38 \times \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{13}{2})$$

$$G = 23.81 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 10 \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{13}{2}) \Rightarrow Q = 6.32 \text{ KN/m}^2$$

b) Ferrailage du voile

Le voile s'appuie sur la structure (poteau – poutre) la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 9.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 41.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 41.62 + 9.48}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.033 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.45 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

• A l'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}; P_u = 41.62 \text{ KN} \quad \text{annexe 2}$$

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 17.24 \text{ KN.m} ; M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 4.31 \text{ KN.m}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 14.65 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.66 \text{KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 8.62 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 2.15 \text{KN.m}$$

• **À l'ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1063 \\ \mu_y = 0.3234 \end{cases} ; P_s = 30.13 \text{ KN/ml} \quad \text{annexe 2}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 12.81 \text{KNm} \quad ; \quad M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.14 \text{KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 10.88 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.51 \text{KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 6.4 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 2.07 \text{KN.mm}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$condition exigée par le **RPA**.

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.20) \text{m}^2$.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Localisation		μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adoptée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Sens-x	0,035	0.045	0,166	2.05	4T10=3.14
	Sens-y	0,0089	0,0017	0,169	2.05	4T10=3.14
En appui	Sens-x	0,021	0,026	0,168	2.05	4T10=3.14
	Sens-y	0.0053	0.0066	0.169	2.05	4T10=3.14

Tableau.VI. 8.Tableau de ferrailage

• **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $St = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

Armatures // L_y : $St = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

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

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.45 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow A_{\min}^x = 2.04\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée} \\ A_{\min}^y = \max(\rho_0 \times b \times h_r; \frac{A_t^x}{4}) \Rightarrow A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée} \end{array} \right.$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 2.04\text{cm}^2 > 0.51\text{cm}^2$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 150\eta) = 240\text{MPa} \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

Les résultats de calcul et vérificationsont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	Sens x-x	10.88	2.05	3.6	7076.67	5.38	15	203.72	201.63
	Sens y-y	3.51	2.05	2.6	5016.23	1.80	15	99.69	201.63
En appui	Sens x-x	6.4	1.09	2.13	3937.38	3.46	15	362.05	201.63
	Sens y-y	2.07	0.35	1.28	152.43	2.44	15	414.93	201.63

Tableau.VI. 9.résultats de calcul et vérification à l'ELS

On doit augmenter la section des armatures :

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	chiox
En travée	Sens x-x	10.88	12.57	6.34	10504.61	6.56	165.61	4HA20
	Sens y-y	3.51	8.04	5.31	6400.52	2.91	97.42	4HA16
En appui	Sens x-x	6.4	8.04	5.31	6400.52	5.3	175.33	4HA16
	Sens y-y	2.07	8.04	5.31	6400.52	1.71	56.71	4HA16

Tableau.VII. 10.résultats de calcul et vérification à l'ELS

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 93.08 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{93.08}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.51 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa. C'est vérifiée}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 131.08 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{131.08}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.728 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa. C'est vérifiée}$$

- **Schéma de ferrailage**

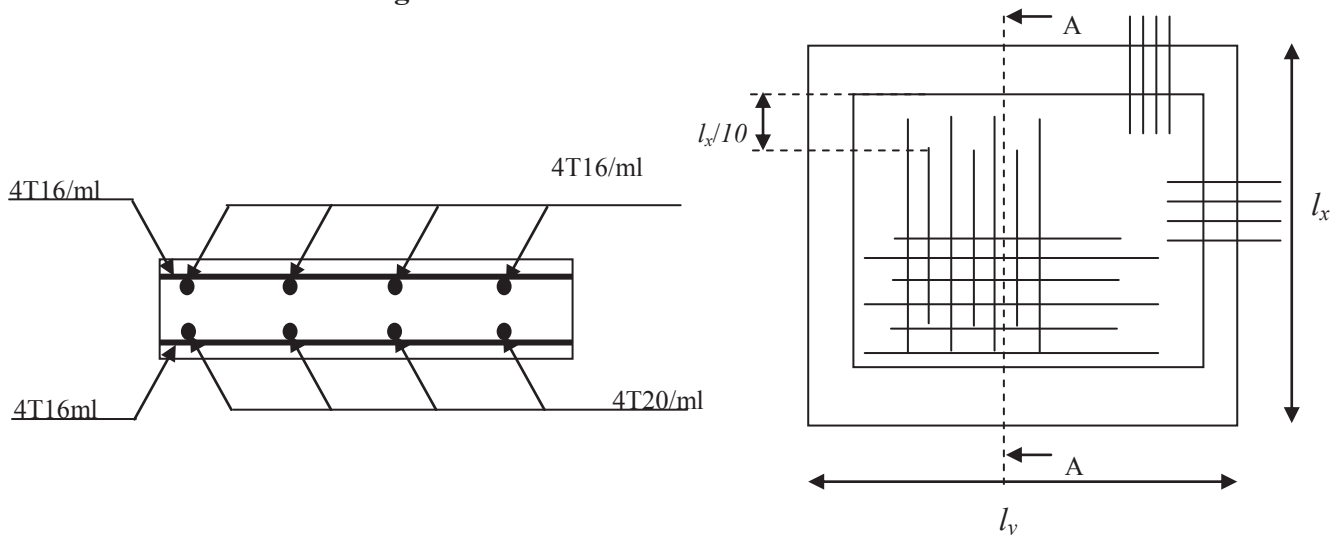


Fig.VI. 10 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.6 Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- 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 ;
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux ;
- 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 ;
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vu de la sécurité ;
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. On a remarqué que les semelles isolées et filantes ne peuvent être utilisées vue le chevauchement, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure ;
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, un comportement idéal souhaité, Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur des points essentiels, tels que :
 - Respect de la réglementation parasismique.
 - respect de l'aspect architectural.
 - Mise en œuvre soignée de la construction...etc.

Bibliographie

Bibliographie

- Document technique réglementaire **DTR BC -2.48** « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- **BAEL 91** « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- **CBA 93** « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- **DTR BC 2.2** « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- M.Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- Autres documents consultés :
Cahiers de cours du cursus.
Mémoires de fin d'étude.

Annexes

ANNEX 1

Caractéristiques générales

Extension 1

en simplex
pour les dispositions
en batteries,
consulter la table T31

Multi-entrée

collective et descente
sélective, à analyse
permanente de trafic,
à ouverture normale
trafic intense

Nombre de faces de service

simple accès

Portes automatiques

Distance mini entre niveaux

255 cm

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			cuvette	local des machines	
					In	Id	In	Id			FC	DM
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	58	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	■	■	■	■	■	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	■	■	■	■	■	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	180 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	58	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	■	■	■	■	■	32000	12500	2500
520	260	500	240	160 x 120	■	■	■	■	■	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 540	280	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	■	■	■	■	■	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	■	■	■	■	■	38000	18000	5000
590	260	520	280	230 x 140	■	■	■	■	■	38000	19500	7000

Symbolisé sous le Comité National de Lutte contre le Handicap (CNLH) 0011. Les appareils sont conformes à la Norme NF P 61-201 et sont accessibles aux personnes handicapées en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de sélectionner les données dans le tableau d'un document général. S'agit-il d'installer après les heures de performance, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider industriel.



Symbole utilisé par le Comité National de Lutte contre le Handicap (CNH) pour la désignation des Handicaps
accessibles (N° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et
sont destinés à être utilisés en tant qu'appareils de secours.

■ Il convient de consulter des valeurs précises dans le contexte d'un document général
et d'établir d'urgence les meilleures performances et d'effectuer des contrôles de précision
contact avec votre correspondant Schneider national : 02 20 20 20 20

Performances & Refinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Voiesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre révéaux maxi	Coussin maxi en m	Dimensions de cabine BK x TK x HK	Passage libre de porte BT x HT	Dimensions de porte BS x TS	Profondeur de cuvette (2) HSG
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160
900 10 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	220
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220
	4,50	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	220
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220
	4,50	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	220

1) Les données de la table ci-dessous expriment les caractéristiques des individus concernés :	2) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :
3) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :	4) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :
5) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :	6) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :
7) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :	8) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :
9) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :	10) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :
11) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :	12) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :
13) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :	14) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :
15) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :	16) Les personnes de couleur se trouvent sous la barre horizontale de la table ci-dessous :

Annexe 2

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE 3

$$\rho = 0.8$$

$\frac{y}{x}$ \ $\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de M_1											
0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de M_2											
0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

***Symboles
et
Notations***

Symboles et notations.

La signification des principales notations est suivante:

E: Séisme.

G: Charges permanents.

M: Charges d'exploitation à caractère particulier.

Q: Action variables quelconques.

S: Action dues à la neige, sollicitations.

W: Action dues au vent.

A_s: Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

E_b: Module de déformation longitudinal du béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour chargement appliqué à l'âge de j jours).

F: Force ou action en général.

I: Moment d'inertie.

L: Longueur ou portée.

M: Moment en général.

M_G: Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

M_Q: Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

a: Une dimension (en général longitudinal).

b: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).

b₀: Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d: Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d': Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée

e: Excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

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

g: Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de B.A.

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général.

l: Longueur ou portée (on utilise aussi L).

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n: Coefficient d'équivalence acier – béton.

p: Action unitaire de pesanteur.

q: Charge variable.

s_t : Espacement des armatures transversales.

x: Coordonnée en général ,abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

Br : Section réduite.

C_r : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

S_{rad} : surface du radier (m²).

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

W : poids propre de la structure.

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

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

σ : Contrainte normale.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

Fig. I.1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.....	5
Fig. I.2 Diagramme contraintes-déformations de calcul à l'E.L.S.....	6
Fig. I.3 Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	7
Fig. II.1 Plancher à corps creux.....	11
Fig. II.2 Schéma d'une poutrelle.....	11
Fig. II.3 Vue en plan de la structure.....	12
Fig. II.4 Schéma de l'escalier.....	13
Fig. II.5 Schéma de l'escalier du R.D.C. vers le 1 ^{er} étage.....	15
Fig. II.6 Schéma de l'escalier du 1 ^{er} au 2 ^{ème} étage.....	15
Fig. II.7 Vue en plan du 2 ^{ème} type d'escalier.....	16
Fig. II.8 La poutre brise.....	16
Fig. II.9 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).....	19
Fig. II.10 Dimension de l'acrotère.....	21
Fig. II.11 Hauteur libre d'étage.....	22
Fig. II.12 Surface afférente du plancher terrasse accessible.....	23
Fig. II.13 Surface afférente des planchers étages d'habitations.....	23
Fig. II.14 Surface afférente du plancher 2 ^{er} étage.....	24
Fig. II.15 Surface afférente du plancher RDC et 1 ^{er} étage.....	24
Fig. II.16 Schéma statique de la descente de charge.....	26
Fig. II.17 Surface afférente.....	30
Fig. II.18 Surface afférente du plancher e terrasse inaccessible.....	34
Fig. II.19 Surface afférente des autres planchers.....	34
Fig. II.20 Surface afférente des autres planchers.....	34
Fig. III.1 Schémas statique d'une poutrelle a deux travées.....	43
Fig. III.2 Schémas statique d'une poutrelle a plusieurs travées.....	43
Fig. III.3 évaluation des efforts tranchants.....	44
Fig. III.4 Schéma statique de la poutrelle type 1.....	49
Fig. III.5 Schéma statique de la poutrelle.....	49
Fig. III.6 Schéma statique de la poutrelle.....	51
Fig. III.7 Schéma statique de la poutrelle.....	52
Fig. III.8 Schéma statique de la poutrelle type 2.....	53
Fig. III.9 Schéma statique de la poutrelle type 3.....	54
Fig. III.10 Schéma de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	58
Fig. III.11 Schéma de ferrailage des poutrelles types 1 et 2 de la terrasse inaccessible.....	69
Fig. III.12 Schéma de ferrailage des poutrelles types 1, 2 et 3 du duplex (1 ^{er} niveau).....	69
Fig. III.13 Schéma de ferrailage des poutrelles types 1, 2 et 3 du duplex (2 ^{ème} niveau).....	69
Fig. III.14 Schéma de ferrailage des poutrelles types 1 et 2 des planchers étages d'habitations.....	70
Fig. III.15 Schéma de ferrailage des poutrelles types 1, 2 et 3 des planchers bureaux...70	
Fig. III.16 Schéma de ferrailage de la poutrelle type 1 du 1 ^{er} étage.....	70
Fig. III.17 Schéma de ferrailage des poutrelles types 2, 3, 4 et 5 du 1 ^{er} étage.....	70
Fig. III.18 Schéma de ferrailage de la poutrelle type 1 du plancher R.D.C.....	71
Fig. III.19 Schéma de ferrailage des poutrelles types 2, 3, 4 et 5 du plancher R.D.C....71	
Fig. III.20 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	71

Fig. III.21 Schéma de la dalle sur 2 appuis.....	72
Fig. III.22 Schéma statique de la dalle (Type 1).....	72
Fig. III.23 Schéma de ferrailage.....	76
Fig. III.24 Vue en coupe (A-A).....	76
Fig. III.25 Schéma de la dalle sur un seul appui.....	77
Fig. III.26 Schéma statique de la dalle.....	77
Fig. III.27 Schéma de ferrailage de la console.....	78
Fig. III.28 Dalle sur trois appuis.....	79
Fig. III.28 Schéma de ferrailage.....	82
Fig. III.30 Schéma statique de la poutre de chainage.....	82
Fig. III.31 Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	85
Fig. III.32 Schéma statique.....	85
Fig. III.33 Diagramme des sollicitations.....	86
Fig. III.34 Section à ferriller.....	86
Fig. III.35 Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.....	89
Fig. III.36 Schéma statique de la poutre brisée.....	89
Fig. III.37 Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'escalier type I.....	91
Fig. III.38 Vue en plan du 2 ^{ème} type d'escalier	92
Fig. III.39 Schéma statique.....	92
Fig. III.40 Schéma statique de la volée (III).....	94
Fig. III.41 Schéma de ferrailage des volées (I) et (II).....	96
Fig. III.42 Schéma de ferrailage de la volée (III).....	96
Fig. III.43 Schéma statique de la poutre brisée.....	96
Fig. III.44 Schéma de ferrailage de la poutre brisée de l'escalier type II.....	98
Fig. III.45 Dimension de l'acrotère.....	98
Fig. III.46 Schéma statique de l'acrotère.....	99
Fig. III.47 Section à ferrillé.....	100
Fig. III.48 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	103
Fig. III.49 Cage d'ascenseur.....	104
Fig. III.50 Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	107
Fig. III.51 Schéma représentant la surface d'impact.....	107
Fig. III.52 Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.....	111
Fig. IV.1 Disposition des voiles.....	117
Fig. IV.2 Disposition des voiles.....	117
Fig. IV.3 Disposition des voiles.....	118
Fig. IV.4 Mode 1, Translation suivant l'axe y-y.....	118
Fig. IV.5 Mode 2, Translation suivant l'axe x-x.....	119
Fig. IV.6 Mode 3, Rotation suivant l'axe z.....	119
Fig. V.1 Section d'un poteau.....	130
Fig. V.2 Schémas de ferrailage des poteaux.....	131
Fig. V.2 Disposition constructive de la poutre principale.....	138
Fig. V.3 Schéma de la Zone nodale.....	138
Fig. V.4 Disposition des voiles.....	141
Fig. V.5 Schéma d'un voile plein.....	141

Fig. V.7 Schéma de ferrailage du voile V_{x2} au niveau du RDC.....	144
Fig. VI.1 Schéma d'une semelle isolée.....	145
Fig. VI.2 Schéma d'une semelle filante.....	146
Fig. VI.3 Zone de contact poteau.....	148
Fig. VI.4 Schéma de ferrailage du radier.....	153
Fig. VI.5 Charges transmises aux nervures principales du radier.....	155
Fig. VI.5 Charges transmises aux nervures transversales du radier.....	155
Fig. VI.7 Section à ferrailer.....	156
Fig. VI.8 Schéma de ferrailage de la nervure.....	158
Fig. VI.9 Voile périphérique.....	159
Fig. VI. 10 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	162

Tableau II.1 Pré dimensionnement des escaliers.....	14
Tableau II.2 Évaluation des charges sur les escaliers.....	14
Tableau II.3 Évaluation des charges dans le plancher terrasse accessible..	17
Tableau II.4 Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	18
Tableau II.5 Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	18
Tableau II.6 Évaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.....	19
Tableau II.7 Évaluation des charges dans les murs extérieurs.....	19
Tableau II.8 Évaluation des charges dans les murs intérieurs.....	20
Tableau II.9 Évaluation des charges sur les escaliers.....	20
Tableau II.10 Évaluation des charges sur les escaliers.....	20
Tableau II.11 Descente de charge du poteau (Pt1).....	29
Tableau II.12 Descente de charge du poteau (Pt2).....	33
Tableau II.13 Descente de charge du poteau (Pt3).....	37
Tableau II.14 Résultats dans les trois descentes de charges.....	38
Tableau II.15 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage.....	40
Tableau II.16 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 3, 4.....	40
Tableau II.17 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 5, 6.....	40
Tableau II.18 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 7, 8.....	41
Tableau II.19 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 9,10.....	41
Tableau II.20 Vérification au flambement des poteaux 1 ^{er} et 2 ^{ème} niveau duplex.....	41
Tableau II.21 Vérification au flambement des poteaux de la terrasse.....	42
Tableau III.1 Charges et surcharges d'exploitation.....	48
Tableau III.2 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (Type1).....	49
Tableau III.3 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (Type1).....	49
Tableau III.4 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (Type2).....	51
Tableau III.5 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (Type2).....	51
Tableau III.6 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (Type 1).....	51
Tableau III.7 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (Type 1).....	51
Tableau III.8 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (Type 4).....	52
Tableau III.9 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (Type 4).....	52
Tableau III.10 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible.....	52
Tableau III.11 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (Type1).....	53
Tableau III.12 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type2).....	53
Tableau III.13 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type2).....	53
Tableau III.14 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type3).....	54
Tableau III.15 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type3).....	54
Tableau III.16 Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	55
Tableau III.17 Calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelle.....	59
Tableau III.18 Choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutrelles.....	60
Tableau III.19 Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.....	61
Tableau III.20 Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.....	63
Tableau III.21 Vérifications des états limite de déformation.....	68

Tableau III.22 Ferrailage de la dalle pleine.....	77
Tableau III.23 Ferrailage de la dalle.....	80
Tableau III.24 Armatures longitudinales.....	83
Tableau III.25 Résumé des résultats de ferrailage.....	87
Tableau III.26 Résumé des résultats de ferrailage.....	92
Tableau III.27 Résumé des résultats de ferrailage.....	105
Tableau III.28 Calcul d'armature.....	109
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	113
Tableau IV.2 Poids des éléments.....	114
Tableau IV.3 Périodes et taux de participation.....	120
Tableau IV.4 Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.....	121
Tableau IV.5 Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.....	121
Tableau IV.6 Vérification de l'effort normal réduit.....	122
Tableau IV.7 Vérification des déplacements.....	123
Tableau IV.8 Vérification à l'effet $P-\Delta$	124
Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	125
Tableau V.2 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	127
Tableau V.3 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	128
Tableau V.4 Justification de l'effort normal réduit.....	129
Tableau V.5 Vérification des contraintes dans le béton.....	130
Tableau V.6 Vérification des contraintes tangentielles.....	131
Tableau V.7 Les sollicitations les plus défavorables.....	134
Tableau V.8 Les armatures longitudinales dans les poutres.....	134
Tableau V.9 Vérification des contraintes tangentielles.....	135
Tableau V.10 Vérification au cisaillement.....	136
Tableau V.11 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	136
Tableau V.12 Vérification à la flèche.....	136
Tableau V.13 Sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires.....	137
Tableau V.14 Moments résistants dans les poutres.....	138
Tableau V.15 Moments résistant dans les poteaux.....	139
Tableau V.16 Vérification des zones nodales.....	139
Tableau V.17 Récapitulation des efforts dans les voiles (SAP2000).....	142
Tableau V.18 Ferrailage des voiles selon xx	142
Tableau V.19 Ferrailage des voiles selon yy	143
Tableau V.20 Ferrailage des voiles selon xy	144
Tableau VI.1 Résumé des résultats du ferrailage.....	151
Tableau VI.2 Vérification des contraintes.....	153
Tableau VI.3 Vérification des contraintes nouvelle.....	153
Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure principale.....	155
Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure transversale.....	156
Tableau VI.6 Résumé des résultats du ferrailage.....	156
Tableau VI.7 Vérification des contraintes.....	158
Tableau VI.8 Tableau de ferrailage.....	160
Tableau VI.9 Résultats de calcul et vérification à l'ELS.....	161
Tableau VI.10 Résultats de calcul et vérification à l'ELS.....	161

Liste des tableaux
