

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane 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 : matériaux et structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R +12+Sous-sol) à usage d'habitation
et Commercial contreventé par un Système Mixte
(Voiles - Portiques)**

Présenté par :
Benkedder samra
Bouiche samia

Promoteur :
M^m. Souidi.F

Jury :
1. M^r. Brara
2. M^{lle} Laoubi

2012-2013

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^m Suidi qui nous a aidé lors de la modélisation.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- **Mes chers parents.**
- **Mon future marie ali.**
- **Mes sœurs : chahra ; sabrina; linda ;chafiaa ;lamia ;sonia.**
- **Mon frère : Riad .**
- **Mes amis (es) : nadia ;kahina ; lydia ;salwa ;souad ;samir ;salim .**

Samra benkedder

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

➤ **Mes chers parents.**

➤ **Toute ma famille**

➤ **Mes sœurs**

➤ **Mes frères.**

➤ **Mes amis (es)**

Bouiche

Samia

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : introduction générale.

▪ Présentation de l'ouvrage	01
▪ Caractéristiques de l'ouvrage.....	01
▪ Définition des éléments de l'ouvrage.....	02 :
▪ Règlements et normes utilisé	02
▪ Etat limite de calcul et combinaisons d'action	03
▪ Caractéristiques mécaniques des matériaux	05
▪ Conclusion	08

Chapitre II : pre-dimensionnement.

▪ <i>plancher</i>	10
▪ Pré-dimensionnement des poutres.....	13
▪ Poteaux.....	14
▪ les voiles	14
▪ Acrotère.....	15
▪ L'escalier.....	15
▪ Evaluation des charges et surcharges	18
▪ Conclusion.....	31

Chapitre III : étude des éléments secondaire

▪ planchers.....	32
▪ Escaliers.....	55
▪ La poutre palier.....	84
▪ Dalles pleines.....	87
▪ Ascenseur.....	95
▪ Acrotère.....	101

Chapitre IV : étude au séisme

▪ Modélisation.....	106
▪ Description du logiciel SAP 2000	110
▪ Caractéristiques géométriques de la structure	110
▪ Disposition des voiles	111
▪ Analyse des résultats	114
▪ Vérification des résultats vis-à-vis du RPA.....	120

Chapitre V : ferrailage des éléments structuraux

▪ Poteaux.....	123
▪ Poutres	131
▪ Voiles	137

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

▪ Les fondations	144
▪ Les voiles périphériques.....	157

Conclusion
Annexes

II.1- Evaluation des charges de palier.....	18
II.2- Evaluation des charges de la volée.....	18
II.3-Evaluation des charges de terrasse inaccessible.....	19
II.4- Evaluation des charges de l'étage courent et commercial.....	19
II.5- Evaluation des charges du balcon.....	20
II.6- Evaluation des charges des murs extérieurs.....	20
II.7- Evaluation des charges des murs intérieurs.....	20
II.8-la descente des charges.....	27
II.9-vérification de la compression simple.....	28
II.10-vérification au flambement.....	19
III.1-les différents types de poutrelles.....	33
III.2-chargeement sur les poutrelles.....	36
III.3-sollicitation a l'ELU de poutrelle du plancher terrasse (type1).....	38
III.4.- sollicitation a l'ELS de poutrelle du plancher terrasse (type1).....	39
III.5- sollicitation a l'ELU de poutrelle du plancher terrasse (type2).....	39
III.6- sollicitation a l'ELS de poutrelle du plancher terrasse (type2).....	39
III.7- sollicitation a l'ELU de poutrelle du plancher terrasse (type3).....	40
III.8-sollicitation a l'ELS de poutrelle du plancher terrasse (type3).....	40
III.9- sollicitation a l'ELU de poutrelle du plancher d'habitation (type1).....	40
III.10- sollicitation a l'ELS de poutrelle du plancher d'habitation (type1).....	40
III.11-sollicitation a l'ELU de poutrelle du plancher d'habitation (type2).....	41
III.12- sollicitation a l'ELS de poutrelle du plancher d'habitation (type2).....	41
III.13- sollicitation a l'ELU de poutrelle du plancher d'habitation (type3).....	41
III.14- sollicitation a l'ELS de poutrelle du plancher d'habitation (type3).....	41
III.15- sollicitation a l'ELU de poutrelle du plancher d'habitation (type4).....	42
III.16- sollicitation a l'ELS de poutrelle du plancher d'habitation (type4).....	42
III.17- sollicitation a l'ELU de poutrelle du plancher commercial (type1).....	42
III.18- sollicitation a l'ELS de poutrelle du plancher commercial (type1).....	42
III.19- sollicitation a l'ELU de poutrelle du plancher commercial (type2).....	43
III.20- sollicitation a l'ELS de poutrelle du plancher commercial (type2).....	43
III.21- sollicitation a l'ELU de poutrelle du plancher commercial (type3).....	43
III.22- sollicitation a l'ELS de poutrelle du plancher commercial (type3).....	43
III.23- sollicitation a l'ELS de poutrelle mixte (type1).....	43
III.24- sollicitation a l'ELU de (type1).....	44
III.25- sollicitation a l'ELS de poutrelle mixte (type2).....	44
III.26- sollicitation a l'ELS de poutrelle mixte (type2).....	44
III.27- sollicitation a l'ELU de poutrelle mixte (type3).....	45
III.28- sollicitation a l'ELS de poutrelle mixte (type3).....	45
III.29- Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher terrasse).....	45
III.30- Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (plancher étage).....	46
III.31 sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher terrasse).....	46
III.32-sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher terrasse).....	46
III.33- Les sollicitations maximales des poutrelles.....	47
III.34. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	53
III.35.Vérification Etat limite de compression de béton.....	54
III.37: Le schéma de ferrailage des poutrelles.....	55
III.38. . Résumé des résultats de ferrailage.....	68
III. 39 : Résumé des résultats de ferrailage.....	76
III.40. Résumé des résultats de ferrailage.....	80
III.41: ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	85
III.42: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	94
III.43 - Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	100
III.44 -Combinaison d'action de l'acrotère.....	102
IV. 1 : Valeurs des pénalités Pq.....	107

IV.2 : Calcul des poids des planchers.....	110
IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	115
IV.4. Charges horizontal reprises par les portiques et voiles.....	116
IV.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	117
IV.6. Vérification des déplacements.....	118
IV.7. Vérification a L'effet P Δ	120
IV.8. Vérification de la résultante des forces.....	120
V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	124
V.2. Armatures longitudinales.....	125
V.3. Armature transversales.....	126
V.4 . Justification de l'effort normal réduit.....	127
V.5 . justification des contraintes.....	128
V.6 . Vérification des contraintes tangentielles.....	129
V.7. les sollicitations les plus défavorables.....	133
V.8. Ferrailage longitudinal.....	133
V.9 . Vérification des contraintes tangentielles.....	135
V.10 . Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	135
V.12. Vérification de déformation.....	136
V.11. Vérification de l'état limite de compression.....	141
V.13. Ferrailage des voiles $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}$	141
V.14. Ferrailage des voiles V_{y1}, V_{y2}, V_{y3}	142
VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de radier.....	149
VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton.....	151
VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	151
VI.4 Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.....	153
VI.5. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal	153
VI.6 . Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	154
VI.7. Vérification des contraintes de l'acier.....	155
VI.8. Résumé des résultats.....	156
VI.9. Section des armatures du voile périphérique.....	158
VI.10. vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	159

Liste des figures

I.1-Diagramme contrainte déformation pour beton.....	07
I.2- Diagramme contrainte déformation de l'acier	08
II.1- Plancher à corps creux	10
II.2-disposition des poutrelles.....	11
II.3- Hauteur libre d'étage.....	14
II.4 Vue en plan d'un voile	14
II.5- vue en face de l'acrotère	15
II.6- Élément constituant l'escalier.....	16
II.7 - schéma statique de l'escalier type 1.....	16
II. 8 -Coupe en plan de l'escalier type 1.....	16
II.9-Coupe en plan de l'escalier type 2.....	17
II.10- schémas statique de l'escalier type 2 volée1.....	18
II.11- la disposition des poteaux	22
II.12-la surface afférente.....	22
III.1-Diagramme des efforts tranchant.....	34
III.2-schéma statique de la poutrelle	35
III.3-Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	54
III.4-Vue en plan du 1 ^{er} type d'escalier.....	55
III.5-Schéma statique avec chargement de type 1.....	56
III.6 -Schéma de ferrailage de l'escalier type 1	66
III.7-Schéma statique avec chargement de volée1.....	66
III.8-Section à ferrailer.....	68
III.9-Schémas de ferrailage de l'escalier volée 1.....	75
III.10-Schéma statique avec chargement de volée2.....	75
III.11-Schémas de ferrailage des volées(2).....	79
III.12-Schéma statique avec chargement de volée 3.....	80
III.13-Schémas de ferrailage des volées(3).....	83
III.14-Schéma statique de la poutre palier.....	84
III.15-Schéma de ferrailages de la poutre palier.....	87
III.16 -Coupe transversale en appui de dalle de 4.....	89
III.17 -Coupe transversale en appui de dalle de 3.....	91
III.18 -Coupe transversale en appui de dalle de 2 appuis.....	93
III.19 -Schéma de ferrailage de la poutre de chinage.....	95
III.20 -Cage de l'ascenseur.....	95
III.21-vue en coupe de ferrailage de la dalle de l'ascenseur	101
III.22-Vue en plan d'un acrotère.....	101
III.23- Schéma de ferrailage de l'acrotère	104
IV .16 Disposition des voiles.....	112
V.1 : Zone nodale.....	124
V.2: Section du poteau.....	128
V.3.Voile simple.....	138
V.4.Voile composé.....	138
V.5: Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	138
V. 6 : Section de ferrailage.....	139
VI .1.Semelle isolée de fondation.....	143
VI.2 : Zone de contact poteau radier.....	146
VI.3 Schéma statique du débord.....	156
VI.4 : répartition des contraintes sur le voile.....	157

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, depuis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+12 avec un sous-sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

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 structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Ce chapitre de généralité, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de ce projet ainsi qu'une description de ce dernier. La définition des éléments de l'ouvrage et les caractéristiques architecturales ainsi que le système de contreventement et les états limite de calcul sont aussi donnés.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet objet de notre étude entre dans le cadre de l'étude d'un bâtiment R+12+sous-sol contreventé par un système de contreventement mixte : voiles-portiques ce bâtiment est à usage d'habitation et commercial. Ce projet est implanté à Bejaia, au lieu dit alqods classé dans le groupe 2 zone IIa, selon le **RPA99 /version2003**.

I.3 Caractéristiques de l'ouvrage :

I.3.1 Caractéristiques géométrique

Longueur : L=19,70m
Largeur:..... L=18,95m
Hauteur total de l'ouvrage : H=41,91m
Hauteur de RDC : H₁=4,08m
Hauteur des étages courants : H₂=2,89m
Hauteur du sous-sol : H₃=3,06m

I.3.2 Architecture : le bâtiment est constitué de :

- Un sous-sol, et RDC et étage l'usage commercial.
- Etages courants à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

I.3.2 Système de contreventement :

Le système de contreventement représente l'ensemble des éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité de la structure vis-à-vis des forces horizontales.

L'ouvrage doit en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions x et y. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de la torsion

L'ouvrage étant d'une hauteur totale dépassant les 17 mètres ; le système de contreventement est mixte (voiles + portiques) en béton armé. (**Art : 3.4 RPA 99**)

I.4. Définition des éléments de l'ouvrage :

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

Les escaliers :

Sont réalisés en béton armé et coulé sur place.

Les éléments de remplissages :

Les murs extérieurs : ils sont réalisés en brique creuses à doubles parois séparé par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs : sont en simple parois réalisés en brique d'épaisseur 10cm.

L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau de plancher terrasse inaccessible et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales et garde de corps . Ses dimensions sont mentionne dans les plans d'architecturaux, sa hauteur est de 70cm.

L'ascenseur :

C'est un élément mécanique qui sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

Les voiles :

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.5. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.6. Etat limite de calcul et combinaisons d'action :

I.6.1 Définition :

Un état limite, est un état particulier dans lequel une condition de sécurité d'une construction ou d'un de ses éléments, est strictement vérifiée, au-delà de cet état, la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

On définit deux états limites :

I.6.1.1 Etat limite ultime (ELU) :

C'est l'état correspondant à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage. Son dépassement conduit à la ruine de celle-ci. Il existe trois états limites ultimes :

- Equilibre statique : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement).
- Résistance de chacun des matériaux : c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier.
- Stabilité de forme : les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable.

I.6.1.2 Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état ou l'ensemble de la structure doit être conçue et dimensionné de telle manière qu'il soit protégé, pendant sa durée de vie, contre l'occurrence de dommages et de limitation d'usage. Son dépassement entraîne un dysfonctionnement de l'ouvrage. Il existe trois états limites de services :

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

I.6.2 Actions :

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

I.6.2.1 Actions permanentes (G).

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps. Elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des revêtements.
- La poussée des terres.
- La poussée des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

I.6.2.2 Actions variables (Q).

Ce sont des actions dont l'intensité varié fréquemment dans le temps, elles comprennent :

- Les charges climatiques (vent, neige).
- Les charges dues à l'effet de la température.
- Les charges appliquées au cours d'exécution.

I.6.2.3 Actions accidentelles (Fa) : Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible.

Par exemple :

- Séismes
- Explosions
- Chocs

I.6.3 Combinaisons d'actions :

Pour calculer les sollicitations (moments de flexion, moments de torsion, effort normaux, effort tranchants) aux quelles l'ouvrage est soumis, nous utilisons les combinaisons suivantes :

- G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : actions variables dites de base.
- Q_i : actions variables dites d'accompagnement.

I.6.3.1 Combinaisons d'actions à considérer pour les états limites ultimes :

- **Situation durable ou transitoire :**

On considère les charges permanentes et variables

$$1.35 * G_{\max} + 1.5 * G_{\min} + \gamma_{q1} * Q_1 + \sum 1.3 * \Psi_{0i} * Q_i \quad \text{BAEL91 (Art. A.3.3.21)}$$

- $\gamma_{q1} = 1.35$ cas général.
- $\gamma_{q1} = 1.5$ cas température, charge routier, bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

$$\Psi_{0i} = \begin{cases} 0.77 & \longrightarrow \text{Vent, neige.} \\ 0.60 & \longrightarrow \text{Variations uniformes de la température.} \end{cases}$$

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération des valeurs d'occupation. **BAEL91 (Art. A.3.3.21)**

- **Combinaisons accidentelles :**

On considère les charges permanentes, les charges accidentelles et éventuellement les charges variables.

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \Psi_{1,i} * Q_1 + \sum \Psi_{2,i} * Q_i \quad \text{(Art. A.3.3.22 BAEL91)}$$

- FA : valeur minimale de l'action accidentelle prise toujours comme charge de base.
- $\Psi_{1,i} * Q_i$: valeur fréquente section variable.
- $\Psi_{2,i} * Q_i$: valeur quasi-permanente d'une section variable.

I.6.3.2 Combinaison d'action à considérer pour état limites de services :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + Q_1 + \sum \Psi_{0,1} * Q_i$$

I.6.3.3 Combinaisons d'actions données par le RPA99 /version2003 :

Les combinaisons de calcul a considéré pour la déterminations des sollicitations et des déformations sont :

- **situations durables :** **ELU : 135G+15Q**

ELS : G+Q

- **Situations accidentelles :** **G+Q±E**
G+Q±1,2 E
0,8G±E

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.7.1 Béton

I.7.1.1 Définition :

Le béton est constitué par un mélange de matériaux inertes «granulats» (sable, graviers, pierres concassées, . . . etc), de liant hydraulique (ciment), de l'eau et de produit éventuels (adjuvants).

Grâce à l'action du ciment, le mélange ainsi obtenu est appelé «béton frais» celui-ci commence à durcir après quelques heures et acquiert progressivement sa résistance caractéristique.

I.7.1.2 Caractéristiques du béton :

- **Résistance à la compression :**

Pour l'établissement du projet, dans le cas courant, un béton est défini par la valeur de sa résistance requise à 28j notée f_{cj} , cette valeur est mesurée par compression axiale de cylindre droit de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm. La résistance à la compression d'un béton à jours «j» inférieure ou égale à 28j est donnée par :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,7 + 0,83j} f_{c28} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \dots \dots \dots (1) \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \dots \dots \dots (2) \end{cases} \quad \text{(Article.4.I.1.) [1]}$$

$28 \leq j \leq 60j \dots \dots \dots$ Utiliser la relation (1).
 $j \geq 60j \rightarrow f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$.

- **Résistance à la traction**

La résistance à la traction du béton à «jour» est notée f_{ij} défini par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ Pour } f_{cj} \geq 60\text{MPa} . \quad \text{(Article.4.I.1.)[1]}$$

I.7.1.3 Valeur de calcul de la résistance :

- **Valeur de calcul à la compression :**
- ✓ **Contrainte limite à l'ELU**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article. 5. II.2.)}$$

Avec :

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

$$\theta = \begin{cases} 1 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0.9 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise} \\ \quad \text{Comprise entre 1h et 24h.} \\ 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements

Déformation longitudinale du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure 24heures, on admet à défaut de mesure, qu'à l'âge de «j» jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton.

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ MPA} \quad \text{CBA93 (Art.2.1.2.1.)}$$

i: instantané.

j : jour.

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

Le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ MPA} \quad \text{CBA93 (Article.2.1.2.2.)}$$

I.7.1.4 Coefficient de poisson :

En compression comme en traction la déformation longitudinale est aussi accompagnée d'une déformation transversale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

➤ Pour le calcul des déformations $\nu = 0,2$ CBA93 (Article.2.1.3.)

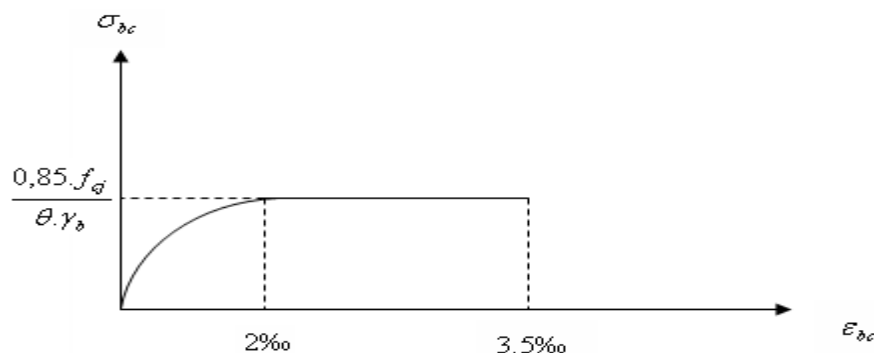
➤ Pour le calcul des sollicitations $\nu = 0,0$

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalle, coques) on prend :

$\nu = 0,2$ à l'ELS (béton non fissure)

$\nu = 0,0$ à l'ELU (béton fissure)

I.7.1.5 Diagramme de contraintes-déformations du béton : (Article.5.II.2.).



FigI.1 Diagramme contraintes-déformation pour le béton

Le diagramme des contraintes- déformations (σ_{bc}, ξ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole de 2nd degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

Ce diagramme «parabole-rectangle» ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :

$$0 \leq \xi_{bc} \leq 2\text{‰} \quad f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \xi_{bc} (4 * 10^3 * \xi_{bc}).$$

$$2\text{‰} \leq \xi_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b.$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}.$$

I.7.2 Acier :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface, on distingue :

- Les ronds lisses (RL) F_eE215, F_e=215MPa
- Les barres à haute adhérence (HA) F_eE400, F_e=400MPa (Article. A.2.2.)
- Les treillis soudés (TS)
- Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale a : E_s=210⁵ MPa.

I.7.2.1 Diagramme contraintes - déformations :

Le diagramme contraintes- déformations (σ_s, ε_s), est conventionnellement défini ci- dessous. Le coefficient $\gamma_s=1,15$ sauf vis -à-vis des combinaisons accidentelles pour les quelles on adopte $\gamma_s=1$.

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

Pour :

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{SE} \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_{SE} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

La figure ci- dessous montre les différentes variations des contraintes- déformations

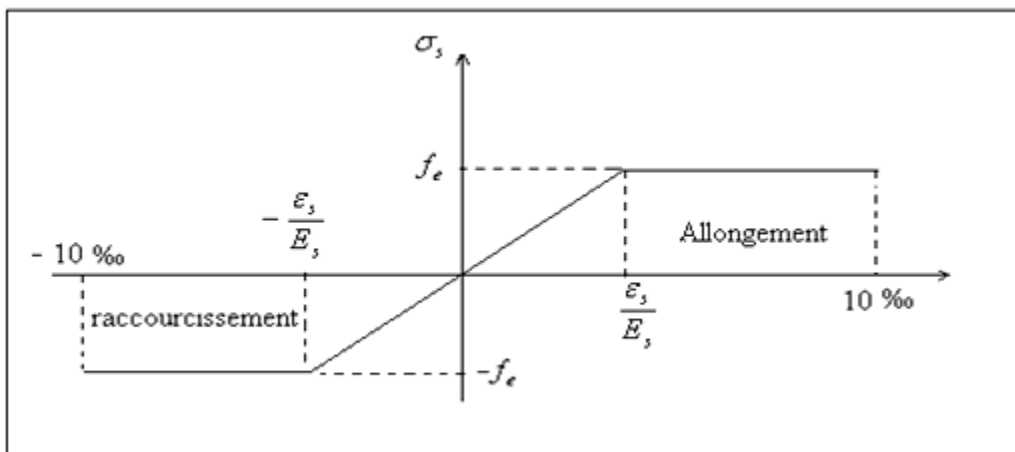


Fig. I-2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

I.7.2.2 Nuances d'acier utilisé :

Pour les ronds lisses, on utilisera la nuance f_eE215 correspondant à la limite d'élasticité de 215MPa, ces aciers sont utilisés comme armatures transversales.

Pour les barres à haute- adhérence, on utilisera la nuance f_eE400 , correspondant à la limite d'élasticité de 400MPa, ces aciers seront utilisés comme armatures longitudinales.

Les treillis à soudes sont des grillages de fils tréfilés lisses assembles aux points de croisement par soudure, pour cela on adopte la nuance f_eE215 avec un diamètre de 6mm.

I.7.2.3 Contraintes limites :**a) À l'ELU**

La contrainte admissible « σ_s » des aciers est :

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il est pris égal à :

- 1,15 : situations durables.
- 1,00 : dans les cas accidentels (séisme, choc,...etc.)

b) À l'ELS.

La contrainte de traction des armatures est donnée par :

- Cas de fissuration préjudiciable :

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

- Cas de fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{f_e}{2}; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$$

Avec η coefficient numérique de fissuration, dont la valeur égale à 1 pour les ronds lisses et les treillis a soudés, 1.6 pour les armatures de haute adhérence.

I.8 Conclusion :

Au terme de ce chapitre ; nous avons revues les caractéristiques des matériaux utilisées pour notre structure.

Le béton utilisées a une résistance a la compression de 25 Mpa, et les aciers utilisées sont haut adhérence (HA) .

II -1-Introduction :

Pour avoir une estimation des sections des différents éléments constituant la structure ; on fait un pré-dimensionnement pour résister aux différentes sollicitations :

- ❖ Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, des poutrelles et des poutres.
- ❖ Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré-dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L.91, R.P.A. 99. (Version 2003) et au (CBA 93).

II-2- Plancher :

II.2.1. Planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2.4 CBA93})$$

Avec :L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{520-30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 21.77 \text{ cm}$$

$$h_t=24\text{cm} \quad \text{avec :}$$

h = 16 cm : hauteur du corps creux.

h₀ = 4 cm : hauteur de la dalle de compression

On adopte un plancher à corps creux type (20+4).

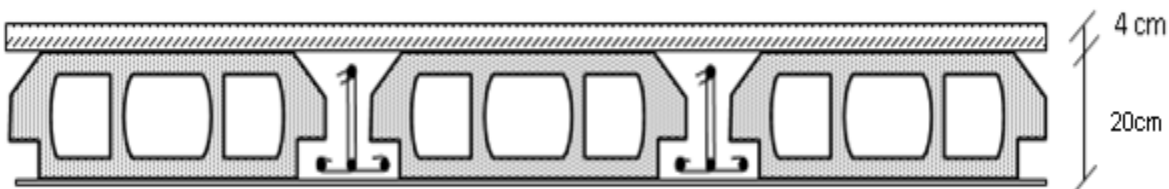


Figure II.1: Plancher à corps creux.

II.2.2. Les poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité

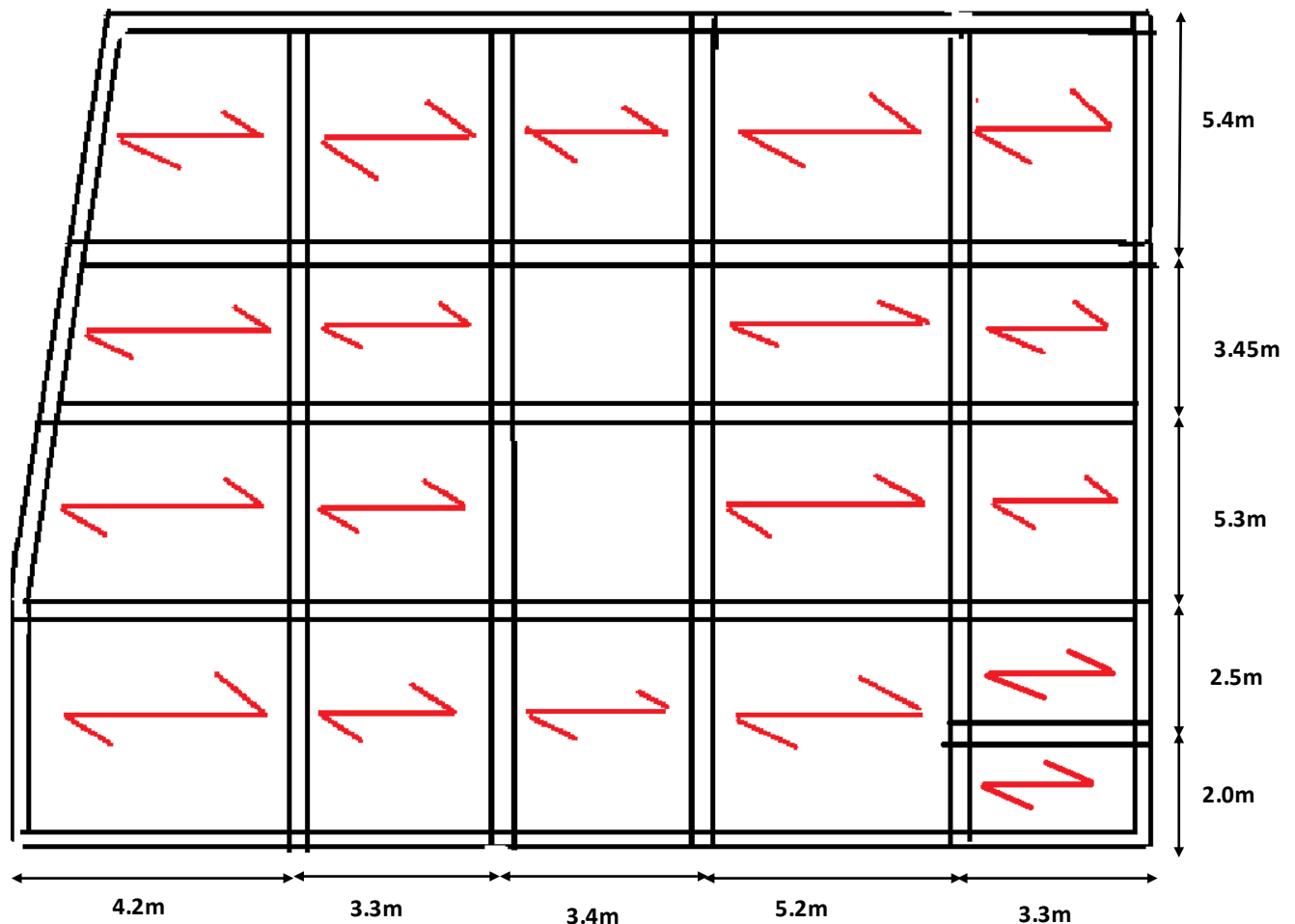


Fig II.2 : disposition des poutrelles

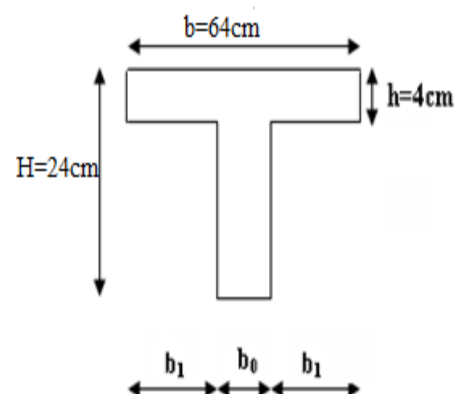
H : Hauteur du plancher = 24cm.

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$



Soit : $b_0 = 12cm$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$L_x = 0,64 - b_0 = 0,52cm$$

$$L_y = 5,4 - 0,30 = 5,1cm$$

Soit : $b_1 = 26cm$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26 + 12 = 64cm$$

Soit : $b = 64cm$.

II.2.3. Pré dimensionnement des dalles pleines

- **Résistance au feu**

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

$e = 11\text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. **(CBA93)**

$e = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique : $e \geq 13\text{ cm}$** **(CBA93)**

- **Résistance à la flexion**

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

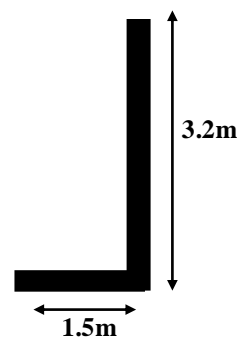
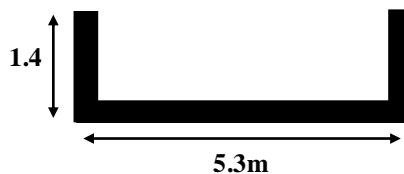
1- Dalle sur 2 appuis

On a : $L_x = 1,50m$; $L_y = 3,2m$.

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow 4,28cm \leq e \leq 5cm.$$

2- dalles sur 3 appuis

$L_x = 1,4m$; $L_y = 5,3m$.



$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow \frac{140}{50} \leq e \leq \frac{140}{40}$$

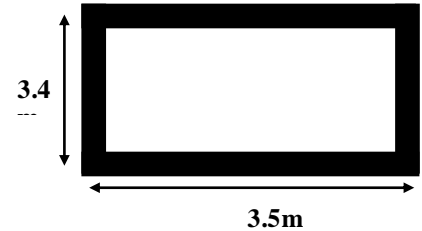
$$\Rightarrow 2.8cm \leq e \leq 3.5cm.$$

3- Les dalles sur 4 appuis

$L_x=3.4m$; $L_y=4.5m$.

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow \frac{340}{50} \leq e \leq \frac{340}{40}$$

$$\Rightarrow 6.8cm \leq e \leq 8.5cm.$$



Finalement l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est : **e =12 cm**

II.3. Pré-dimensionnement des poutres:

II.3.1. Poutres principales:

a) Critère de rigidité: (Art B.6.8.4.2 CBA 93).

$$L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10$$

avec :

L_{max} : la portée maximale de la poutre dans le sens considéré entre nus d'appuis.

On a :

$$L_{max} =5,40m \Rightarrow 540/15 \leq h_t \leq 540/10$$

$$\Rightarrow 36cm \leq h_t \leq 54cm$$

On prend $h_t=40cm$

On prend $b=30cm$

b) Vérification selon le RPA :

$b=30cm > 20cm$c'est vérifiée.

$h_t=45cm > 30cm$c'est vérifiée.

$h_t/b=40/30=1,33 < 4$ c'est vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées, donc, on prend pour toutes les poutres principales une section :

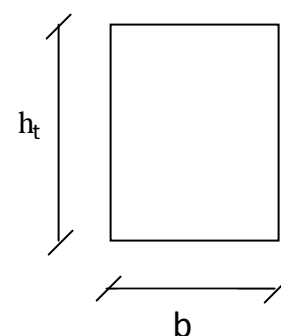
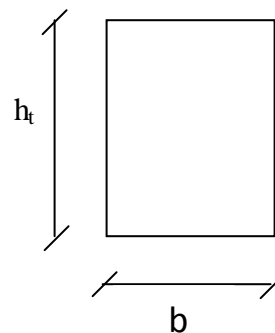
$$b \times h_t = 30 * 40cm^2$$

II.3.2. Poutres secondaires :

a) Critère de rigidité:

$$L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10.$$

Tel que:



h_t : la hauteur de la poutre

L_{max} : la plus grande portée

On a: $L_{max} = 5,20m \Rightarrow 520/15 \leq h_t \leq 520/10$.

$\Rightarrow 34,66cm \leq h_t \leq 52cm$.

On prend $h_t = 35cm$.

On prend $b = 30cm$.

b) Vérification selon le RPA:

$b = 30cm > 20cm$condition vérifiée.

$h_t = 40cm > 30cm$ condition vérifiée.

$h_t/b = 35/30 = 1,16 < 4$Condition vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées, donc, on prend pour toutes les poutres secondaires une section :

$$b \times h_t = 30 \times 35cm^2$$

II.4. Poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée (et vérification au flambement).

Les calculs seront menés pour un poteau qui reprend les grandes surfaces.

Le RPA 99 préconise en zone sismique IIa que

les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

- $Min(b, h) \geq 25cm$
- $Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$
- h_e : la hauteur libre d'étage.

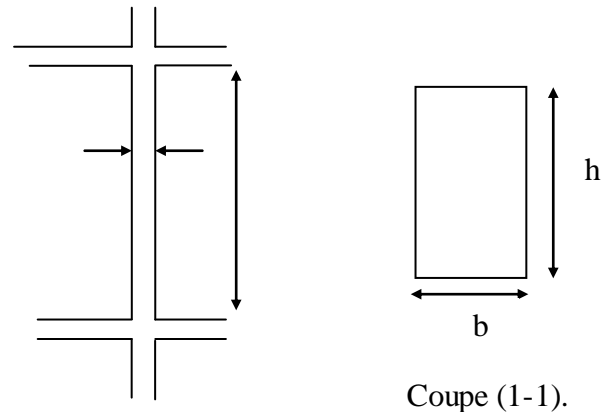


Fig.II.3 :Hauteur libre d'étage.

II.5.les voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire

les conditions suivantes:

L'épaisseur a :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15cm \right].$$

•pour le RDC : $a \geq \max \left[\frac{408}{20}; 15cm \right].$

$$\Rightarrow a \geq \max [20,4;15cm].$$

(Article 7.7.1)

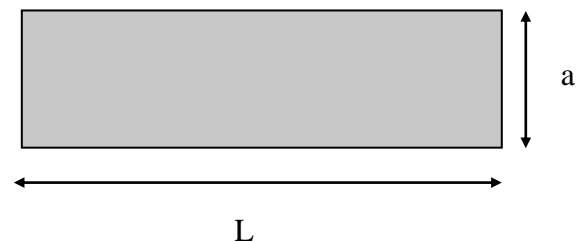


Fig II.4 Vue en plan d'un voile.

Soit $a = 21cm$

•Pour le sous sol: $h_e = 306cm$

$$a \geq \max[15.3 ; 15\text{cm}]$$

$$\Rightarrow a = 16\text{cm}$$

Pour l'étages courants : $h_e = 2,89\text{cm}$

$$a \geq \max[14.45 ; 15\text{cm}]$$

$$\Rightarrow a = 15\text{cm}$$

II.6. Acrotère :

a- Définition :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle : d'empêcher les filtrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse ; garde de corps.

b- Evaluation des charges :

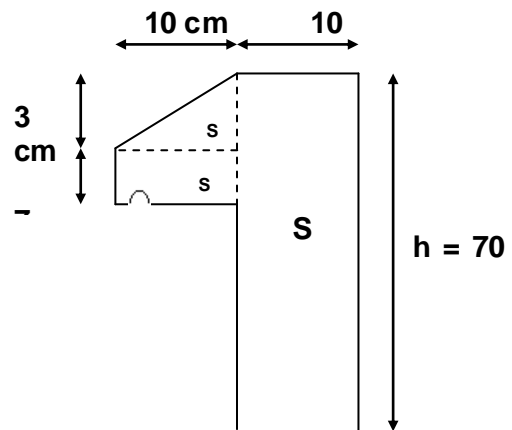


Fig II.5. vue en face de l'acrotère

- Surface de l'acrotère est :

$$S_{ac} = S_1 + S_2 + S_3 = (70 * 10) + (7 * 10) + 0.5(10 * 3)$$

$$S_{ac} = 78,5\text{cm}^2 = 0,078\text{m}^2$$

-Le volume par mètre linéaire est :

$$V_{ac} = 0.078\text{m}^2 * 1\text{m} = 0.078\text{m}^3$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_{ac} = 0.078 * 25 * 1 = 1.962\text{KN} / \text{ml}$$

- Enduit de ciment :

$$G = \rho * e * 1 = 2000 * 0.02 = 0.4\text{KN} / \text{ml}$$

$$\Rightarrow G_t = 2.362\text{KN} / \text{ml}$$

-La surcharge d'exploitation : **Q=1KN/ml**

II.7.L'escalier:

II.7.1. Définition : L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pied entre différents niveaux d'un immeuble. Ils être réalisés en béton armé, en bois ou en acier.

II.7.2. Les éléments constituant l'escalier (voir fig.2) :

- 1 : Contres marches
- 2 : Giron
- 3 : La paillasse
- 4 : Palier
- 5 : Les marches
- 6 : Epaisseur.

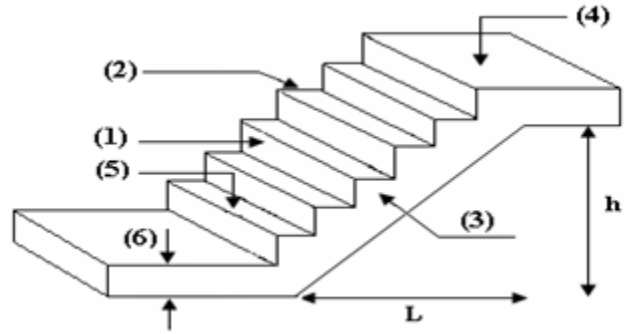


Fig II 6 : éléments constituant l'escalier

II.7.3. Pré-dimensionnement des escaliers :

nous avons 2 types d'escaliers :

- Type 1 : à 2 volée
- Type 2 : à 3 volée

pour déterminée les marches « g »et les contre marches « h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m.....(1)$$

Avec :

$$\begin{cases} g = \frac{L}{n-1} \\ h = \frac{H}{n} \end{cases} \begin{cases} n : & \text{Nombre de contre marches.} \\ n-1 : & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

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

Type 1 :

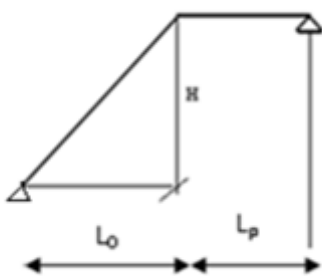


Fig II7 : schéma statique de l'escalier type 1

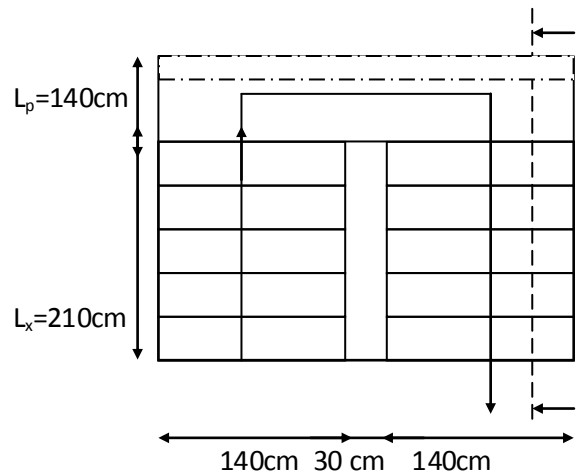


Fig II 8 :Coupe en plan de l'escalier type1

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}.....Condition de la flèche$$

$$L' = 140+210= 350m$$

$$11.66cm \leq e \leq 17,5cm$$

On prend : **e =17 cm**

Calcul du nombre de contre marches et des marches

- Pour RDC et Sous-sol :

$$\frac{210}{n-1} + 2 \cdot \frac{154}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 582n + 308 = 0$$

$\Rightarrow n = 9$ est le nombre de contre marches.

$n-1 = 8$ est le nombre des marches.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{154}{9} = 17cm$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{8} = 26cm$$

$$tg \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{154}{210} = 0,733 \Rightarrow \alpha = 36,25^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.1}{\cos(36,25^\circ)} \Rightarrow L = 2.6m$$

- Pour étages courants :

$$\frac{210}{n-1} + 2 \cdot \frac{144,5}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 563n + 289 = 0$$

$\Rightarrow n = 8$ est le nombre de contre marches.

$n-1 = 7$ est le nombre des marches.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{144,5}{8} = 18cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30cm$$

$$tg \alpha = \frac{h}{L} = \frac{144,5}{210} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,53^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.1}{\cos(34,53^\circ)} \Rightarrow L = 2.55m$$

Type 2 :

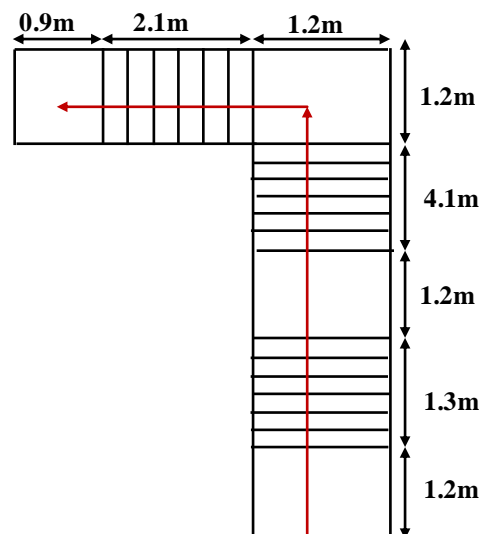


Fig II9 : Coupe en plan de l'escalier type 2

Volée 1 :

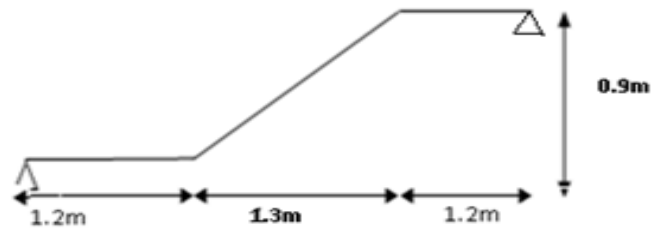


Fig II 10 : schémas statique de l'escalier type 2 volée 1

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \dots \dots \dots \text{Condition de la flèche}$$

$$L' = 2 \cdot 120 + 130 = 370\text{m}$$

$$12.33\text{cm} \leq e \leq 18.5\text{cm}$$

On prend : **e = 14cm**

Calcul du nombre de contre marches et des marches

$$\frac{130}{n-1} + 2 \cdot \frac{90}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 596n + 322 = 0$$

\Rightarrow **n = 9** est le nombre de contre marches.

n-1 = 8 est le nombre des marches

$$h = \frac{H}{n} = \frac{90}{5} = 18\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{4} = 32.5\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{L} = \frac{90}{130} = 0,69 \Rightarrow \alpha = 34,60^\circ.$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{1.3}{\cos(33.6^\circ)} \Rightarrow L = 1.58\text{m}$$

Pour volée 2 :

$$n = 12$$

$$n-1 = 11.$$

$$h = 19.4\text{cm}$$

$$g = 37.2\text{cm}$$

$$e = 18\text{cm}$$

Pour volée 3 :

$$n = 5$$

$$n-1 = 4$$

$$h = 17\text{cm}$$

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

$$e = 10\text{cm}$$

on prend e_{max} = 18cm

II.8. Evaluation des charges et surcharges :

II.8.1. Evaluation des charges et des surcharges d'escalier :

❖ **Palier :(DTR BC 2.2(Art 7-2-1)) :**

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Dalle en BA	18	25	4.5
4	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 5,5
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

Tableau II.1 : Evaluation des charges du palier

❖ **La Volée :(DTR BC 2.2(Art 7-2-1)) :**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	2	20	0.40
Revêtement verticale	13	20	0.26
Mortier de pose	2	20	0.4
Marches	18 (1/2)	22	1.98
Paillasse	18/ (cos α)	25	5.56
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			G =8.8
Surcharge d'exploitation			Q = 2.50

Tableau II.2 : Evaluation des charges de la volée

II.8.2. Plancher :

❖ **La terrasse inaccessible :**

désignation des éléments	$E_p(m)$	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Etanchéité multicouche	0.02	0.12
La forme de pente	10%	2.2
Isolation thermique	0.04	0.16
Dalle à corps creux	0.24	3.42

Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G= 7,1 KN/m²

Tableau II.3 : Evaluation des charges de la terrasse inaccessible

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à :

$$Q = 1.KN / m^2.$$

❖ **Plancher étage courant et commercial :**

désignation des éléments	$Ep(m)$	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	/	1,0
Mortier de pose	0.02	0.4
Revêtement de carrelage	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle à corps creux	0.24	3,42
Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G_T=5,78 KN/m²

Tableau II.4 : Evaluation des charges du l'étage courant et commercial

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher étage courant est estimée à

$$Q = 1.5KN / m^2.$$

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher étage commercial est estimée

$$Q = 5KN / m^2.$$

II.8.3. Balcons:

désignation des éléments	$Ep(m)$	Poids (KN/m ²)
Mortier de pose	0,02	0,4
Revêtement de carrelage	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Dalle pleine	0,12	3
Enduit de ciment	0,015	0,27
		G_T = 4,43KN/m²

Tableau II.5 : Evaluation des charges des balcons

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un balcon est estimée à $Q = 3.5KN / m^2$.

II.8.4. Les murs :

❖ Murs extérieurs:

Désignation des éléments	$E_p(m)$	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Briques creuses	0.15	1.3
Lame d'air	0.05	/
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.30
		G_T = 2,6KN/m²

Tableau II.6 : Evaluation des charges des murs extérieurs.

Murs intérieurs :

désignation des éléments	$E_p(m)$	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0,02	0,2
Brique creuse	0,10	0,9
Enduit de ciment	0,02	0,4
		G_T=1.5KN/m²

Tableau II.7 : Evaluation des charges des murs intérieurs.

II.9. Descente de charge :

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

❖ **Application de la loi de dégression :**

Soit Q_0 charges d'exploitation sur le toit ou la couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_n
 Les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2,3,... n numérotés à partir de sommet de bâtiment.

Dans notre cas on a $n > 5$, la charges d'exploitation est la même pour tout les étages sauf les deux étage 1et 2 (étage de service) donc on appliqué la loi suivante :

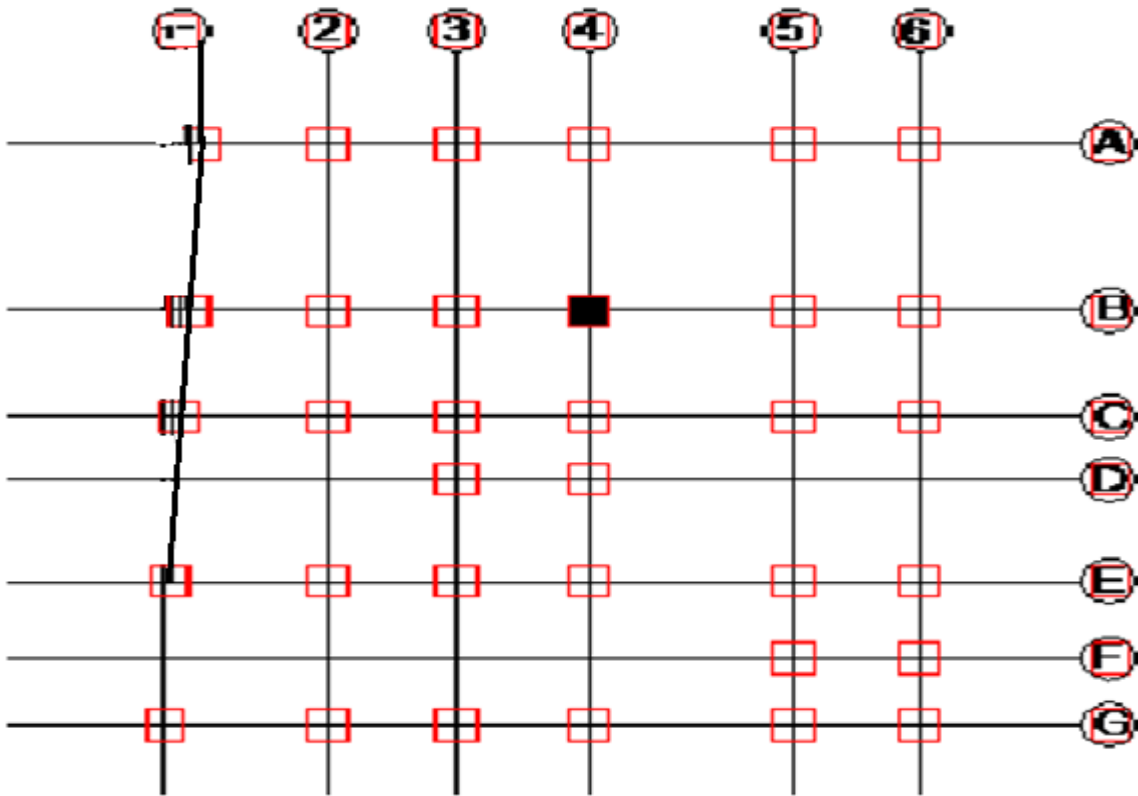


Fig II.11 : la disposition des poteaux

❖ Calcul de la surface afférente au poteau B4 pour les charges permanentes :

$$S = \sum S_i = S1 + S2 + S3 + S4$$

Tel que: $S4 =$

$$S = (2,55 + 1,57) \times (1,55 + 2,45)$$

$$S = 16,50 \text{ m}^2$$

✓ La longueur des poutres principales :

$$L_{pp} = 1,575 + 2,55 = 4,125 \text{ m}$$

✓ La longueur des poutres secondaires :

$$L_{ps} = 2,45 + 1,55 = 4 \text{ m}$$

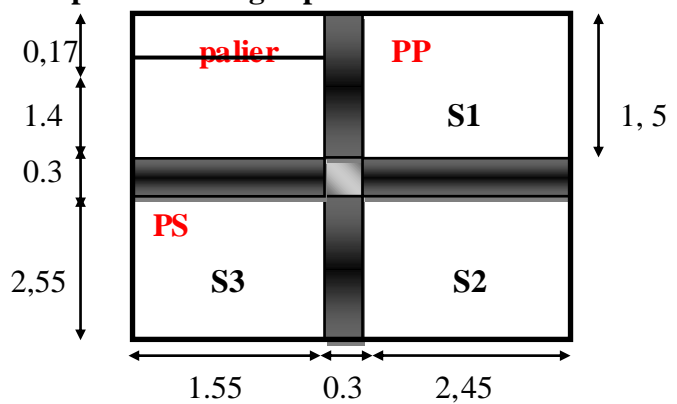


Fig .II.12 : La surface afférente.

Calcul de la surface afférente pour les charges d'exploitation :

$$S = (2,55 + 0,3 + 1,4 + 0,17) \times (1,55 + 0,3 + 2,45)$$

$$S = 19 \text{ m}^2$$

Calcul les charges et surcharges:

1 -poutres :

$$G_p = G_{pp} + G_{ps}$$

$$G_p = [(0,30 \times 0,45) \times 4,12 + (0,30 \times 0,40) \times 4] \times 25 = 25,92 \text{ KN.}$$

2- plancher terrasse inaccicible :

$$G_{\text{terra ina}} = 16,50 \times 7, 1 = 117,15 \text{ KN}$$

$$Q=1\text{KN/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{terrina}}=19 \times 1=19 \text{ KN}$$

3-plancher étages courants et commercial :

$$G=14,06 \times 5,78=81,26 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{pc}}=1,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{pc}}=1,5 \times 15,56=22,74 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{p com}}=5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{p com}}=5 \times 15,56=77,80 \text{ KN}$$

4-palier:

$$G=2,17 \times 4,75=10,30 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{p}}=2,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{p}}=2,5 \times 2,17=5,42 \text{ KN}$$

5-vollee:

$$G=1,55 \times 0,175 \times 7,86=2,132 \text{ KN}$$

$$Q=2,5 \times 1,55 \times 0,175=0,68 \text{ KN}$$

Poteaux: on prend

$$\text{Pour le sous sol : (bxh)=(50 \times 60)}$$

$$\text{RDC (bxh)=(45 \times 55)}$$

$$1^{\text{ere}} \text{ (bxh)=(45 \times 55)}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ et } 3^{\text{eme}} \text{ } 4^{\text{em}} \text{ (bxh)=(40 \times 50)}$$

$$5^{\text{eme}} \text{ } 6^{\text{eme}} \text{ } 7^{\text{eme}} \text{ : (bxh)=(35 \times 45)}$$

$$8^{\text{eme}} \text{ } 9^{\text{eme}} \text{ } 10^{\text{em}} \text{ : (bxh)=(30 \times 40)}$$

$$11^{\text{eme}} \text{ } 12^{\text{eme}} \text{ : (bxh)=(30 \times 35)}$$

Les charges des poteaux :

$$\text{Pour le sous sol : } P=0,5 \times 0,6 \times 25 \times 3,06=22,95 \text{ KN}$$

$$\text{Pour RDC : } P=0,45 \times 0,55 \times 25 \times 4,08=25,24 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } 1^{\text{eme}} \text{ } P=0,45 \times 0,55 \times 25 \times 2,89=17,83 \text{ KN}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ et } 3^{\text{eme}} \text{ } 4^{\text{eme}} \text{ } P=0,40 \times 0,50 \times 25 \times 2,89=14,45 \text{ KN}$$

$$5^{\text{eme}} \text{ } 6^{\text{eme}} \text{ } 7^{\text{eme}} \text{ } P=0,35 \times 0,45 \times 25 \times 2,89=11,37 \text{ KN}$$

$$8^{\text{eme}} \text{ et } 9^{\text{em}} \text{ } 10^{\text{eme}} \text{ } P=0,30 \times 0,40 \times 25 \times 2,89=8,67 \text{ KN}$$

$$11^{\text{eme}} \text{ } 12^{\text{eme}} \text{ : } P=0,25 \times 0,35 \times 25 \times 2,89=6,32 \text{ KN}$$

Les murs :

$$\text{Sous sol : } 3,06 \times 2,6 \times (1,55+1,575)=24,86 \text{ KN}$$

$$\text{RDC : } 4,08 \times 2,6 \times (1,55+1,575)=33,15 \text{ KN}$$

$$1^{\text{ere}} \text{ étage : } 2,89 \times 2,6 \times (1,55+1,575)=23,48 \text{ KN}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ a } 12^{\text{eme}} \text{ étage } 2,89 \times 2,6 \times (1,55+1,575+2,55)=42,64 \text{ KN}$$

➤ **Enoncé de la loi de dégression : DTR B.C 2.2 (article 6.3)**

- **Surcharges différentes selon la loi de dégression :**

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1 .
- . Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- . Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- . Sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- . Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n)$.

$$N_1 : Q_0 = 19 KN$$

$$N_2 : Q_1 = 19 + 28.84 = 47.84 KN$$

$$N_3 : Q_2 = 19 + 0.95 \times (28.84 + 28.84) = 73,8 KN$$

$$N_4 : Q_3 = 19 + 0.9 \times (28.84 + 28.84 + 28.84) = 96,87 KN$$

$$N_5 : Q_4 = 19 + 0.85 \times (28.84 + 28.84 + 28.84 + 28.84) = 117.05 KN$$

$$N_6 : Q_5 = 19 + \frac{3+n}{2n} \times (28.84 + 28.84 + 28.84 + 28.84 + 28.84) = 134,36 KN$$

$$N_7 : Q_6 = 19 + \frac{3+n}{2n} \times (6 \times 28.84) = 148,78 KN$$

$$N_8 : Q_7 = 19 + \frac{3+n}{2n} \times (7 \times 28,84) = 163,2 KN$$

$$N_9 : Q_8 = 19 + \frac{3+n}{2n} \times (8 \times 28,84) = 177,62 KN$$

$$N_{10} : Q_9 = 19 + \frac{3+n}{2n} \times (9 \times 28,84) = 192,04 KN$$

$$N_{11} : Q_{10} = 19 + \frac{3+n}{2n} \times (10 \times 28,84) = 206,46 KN$$

$$N_{12} : Q_{11} = 19 + \frac{3+n}{2n} \times (11 \times 28,84) = 220,88 KN$$

$$N_{13} : Q_{12} = Q_{11} + 77,80 = 298,68 KN$$

$$N_{14} : Q_{13} = Q_{12} + 77,80 = 376,48 KN$$

	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	117,15	19
	Poutre	25,92	
	Poteau	6,32	
	mur	42,64	
	total	192,03	
N2	Venant de N1	192,03	47,84
	Plancher courant	81,26	

	poutre	25,92	
	Poteaux	6,32	
	Mur	42,64	
	escalier	12,43	
	Total	360,6	
N3	Venant de N2	360,6	
	Plancher courant	81,26	
	Poutres	25,92	73,8
	Poteaux	8,67	
	Mur	42 ,64	
	escalier	12,43	
	Total	531,52	
N4	Venant de N3	531,52	
	Plancher courant	81,26	
	Poutres	25,92	
	Poteaux	8 ,67	96,87
	Mur	42 ,64	
	escalier	12,43	
	Total	702,44	
N5	Venant de N4	702,44	
	Plancher courant	81,26	
	Poutres	25,92	
	Poteaux	8,67	117,05
	Mur	42 ,64	
	Escaliers	12,43	
	Total	873,36	
	Venant de N5	873,36	

N6	Plancher courant	81,26	134,36
	Poutres	25,92	
	Poteaux	11,37	
	Mur	42 ,64	
	Escaliers	12,43	
	Total	1046,98	
N7	Venant de N6	1046,98	148,68
	Plancher courant	81,26	
	poutre	25,92	
	Poteaux	11,37	
	Mur	42 ,64	
	Escaliers	12,43	
Total	1220,6		
N8	Venant de N7	1220 ,6	163,2
	Plancher courant	81,26	
	poutre	25,92	
	Poteaux	11,37	
	Mur	42 ,64	
	Escaliers	12,43	
Total	1394,22		
N9	Venant de N8	1394,22	177,62
	Plancher courant	81,26	
	poutre	25,92	
	Poteaux	14,45	
	Mur	42 ,64	
	Escaliers	12,43	
Total	1570,92		
	Venant de N9	1570,92	

N10	Plancher courant	81,26	192,04
	poutre	25,92	
	Poteaux	14,45	
	Mur	42 ,64	
	Escaliers	12,43	
	Total	1747,62	
N11	Venant de N10	1747,62	206,46
	Plancher courant	81,26	
	poutre	25,92	
	Poteaux	14,45	
	Mur	42 ,64	
	Escaliers	12,43	
Total	1924,32		
N12	Venant de N11	1924,32	220, 88
	Plancher courant	81,26	
	poutre	25,92	
	Poteaux	17,83	
	Mur	23 ,48	
	Escaliers	12,43	
Total	2085,24		
N13	Venant de N12	2085,24	298,68
	Plancher courant	81,26	
	poutre	25,92	
	Poteaux	25,24	
	Mur	23 ,48	
	Escaliers	12,43	
Total	2253,57		

N14	Venant de N13	2253,57	376,48
	Plancher courant	81,26	
	poutre	25,92	
	Poteaux	22,95	
	Mur	23,48	
	Escaliers	12,43	
	Total	2419,61	

Tableau II. 8: détails de la descente de charge

$$G_{totale} = 2419,61KN, Q_{totale} = 376,48KN$$

$$N_u = 1.35 \times 2419,61 + 1.5 \times 376,48 = 3831,19KN.$$

II.10. Vérification pour le poteau :

Sous sol :

II.10.1. Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivant :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{adm} = (0,85 \times f_{c28}) / 1,15$$

Avec B :section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{3831,19 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,27m^2$$

On a $B = 0,50 \times 0,60 = 0,30m^2$ condition est vérifier

Les autres niveaux sont obtenus dans le tableau suivant :

Niveau	N_u	N_u / σ_{bc}	$B(m^2)$	Condition
Sous-sol	3831,61	0,278	0,30	Vérifier
RDC	3490,33	0,245	0,247	Vérifier
1 ^{ère} étage	2907,52	0,204	0,247	Vérifier
2, étages	2647,34	0,186	0,20	Vérifier
3 ^{ème} étages	2387,17	0,168	0,20	Vérifier
4 ^{ème} étages	2127	0,149	0,20	Vérifier
5 ^{ème} étages	1870,83	0,131	0,157	Vérifier
6 ^{ème} étages	1614,96	0,113	0,157	Vérifier
7 ^{ème} étages	1353,61	0,095	0,157	Vérifier
8 ^{ème} étages	1093,6	0,077	0,12	Vérifier
9 ^{ème} étages	828,57	0,058	0,12	Vérifier
10 ^{ème} étages	558,57	0,039	0,12	Vérifier
11 ^{ème} étages	287,74	0,02	0,08	Vérifier

Tableau II. 9: vérification de la compression simple

II.10.2. Vérification au flambement :

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

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

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 .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14m.$$

$$B = 0.50 \times 0.60 = 0.30m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.60^3}{12} = 9 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{9 \times 10^{-3}}{0.30}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.14}{0.173} = 12,37 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12,37}{35}\right)^2} = 0.83$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{3831,61 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.15} + \frac{400}{200 \times 1.15} \right]} = 0.1782m$$

$$\text{Or nous avons } B_r = (50 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.2784m^2$$

0.2784 > 0.1782 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les autres niveaux sont obtenus dans le tableau suivant :

Niveau	B (m ²)	B _r (m)	L ₀ (m)	L _f (m)	i	λ	α	B _r	condition
Sous-sol	0,30	0,278	3,06	2,14	0,173	12,36	0,82	0,184	Pas de risque de flambement
RDC	0,247	0,227	4,08	2,85	0,158	18,03	0,807	0,162	//
1 ^{ère} étage	0,247	0,227	2,89	2,02	0,158	12,78	0,827	0,135	//
2 ^{ème} étages	0,2	0,184	2,89	2,02	0,144	14,02	0,823	0,123	//
3 ^{ème} étages	0,2	0,184	2,89	2,02	0,144	14,02	0,823	0,111	//
4 ^{ème} étages	0,2	0,184	2,89	2,02	0,144	14,02	0,823	0,098	//
5 ^{ème} étages	0,157	0,141	2,89	2,02	0,13	15,53	0,817	0,087	//
6 ^{ème} étages	0,157	0,141	2,89	2,02	0,13	15,53	0,817	0,075	//
7 ^{ème} étages	0,157	0,141	2,89	2,02	0,13	15,53	0,817	0,062	//
8 ^{ème} étages	0,12	0,106	2,89	2,02	0,115	17,56	0,809	0,05	//
9 ^{ème} étages	0,12	0,106	2,89	2,02	0,115	17,56	0,809	0,038	//
10 ^{ème} étages	0,12	0,106	2,89	2,02	0,115	17,56	0,809	0,025	//
11 ^{ème} étages	0,087	0,075	2,89	2,02	0,101	20	0,797	0,013	//

Tableau II. 10: vérification au flambement.

Condition du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(b, h) \geq 25 & \text{Condition vérifiée.} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} & \text{Condition vérifiée. Article (7.4.1) RPA} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

II.11. Conclusion :

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

- ✱ Poutres principales : 30×45cm².
- ✱ Poutres secondaires : 30×40cm².
- ✱ Poteaux du Sous sol 60×50cm².
- ✱ Poteaux de RDC et 1 étage : 45×55cm².

- ✱ Poteaux des étages 2,3,4 : $40 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✱ Poteaux des étages 5,6,7 : $35 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✱ Poteaux des étages 8,9,10 : $30 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✱ Poteaux des étages 11,12 : $30 \times 35 \text{cm}^2$.

III.1 Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : **les planchers, l'escalier, l'acrotère et ainsi que l'ascenseur.**

III.2 Calcul des planchers :

Un plancher est une aire plane, destinée à séparer les différents niveaux et a Transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres.

Ses fonctions principales sont :

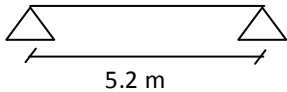
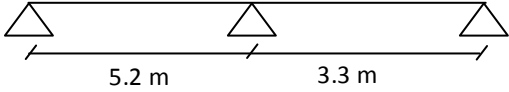
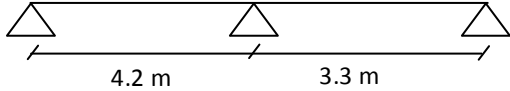
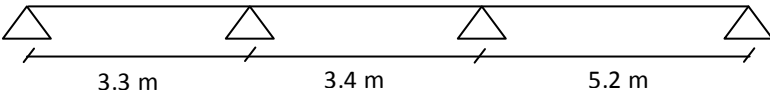
- ❖ Une fonction de résistance; il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (poids propre+charge d'exploitation).
- ❖ Un rôle d'isolation thermique et phonique.
- ❖ Un rôle de séparation entre les différents niveaux.
- ❖ Un rôle de transmission des charges.

III.2.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

Nous montrons sur la figure (II.2) le sens adopté pour la structure cette disposition a donné naissance a plusieurs types de poutrelles qui sont résumé sur le tableau (III.1)

Les différents types de poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	
4 ^{eme} type	

5^{eme} type	
6^{eme} type	
7^{eme} type	

Tableau III. 1 : Les différents types de poutrelles

- Type 1, 5,6,7: Etages courant .
- Type 1.5.6 : Terrasse inaccessible.
- Type 1, 3,5: Etage commercial.
- Type 2,3,5 poutrelle mixte.

III.2.2 Méthodes de calcul

A. La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

• **Principe de la méthode forfaitaire**

-Les moments fléchissant :

En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

1) $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{matrix} \right.$

2) $\left\{ \begin{matrix} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{matrix} \right.$

Avec : $M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

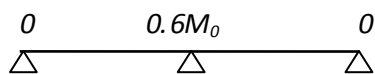
M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_i : Moment en travée de la travée considérée.

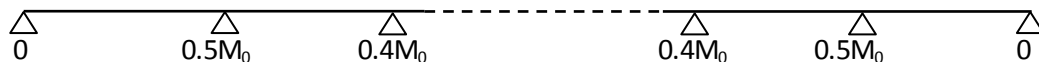
l_i : Portée de la travée.

En appuis:

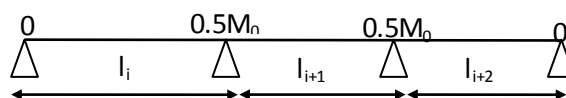
Cas de 02 travées :



• cas de plus de 03 travées :



cas de 03 travées :



-Les efforts tranchants :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

Les conditions d'application de cette méthode ne sont satisfaites pour aucune type de poutrelles recensée les calculs devront donc se fait avec la méthode de Caquot.

B. Méthode de Caquot :

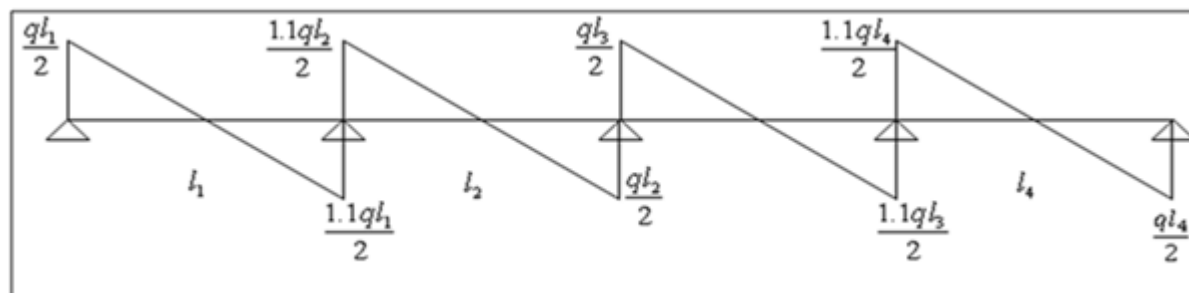


Fig III.1 : diagrammes des efforts tranchants

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- **Principe de la méthode Caquot :**
 - **Calcul des moments**

En appuis :
$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$
 (BAEL. Art. L.III,3)

Avec

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

$l' = l$: Pour une travée de rive.

P_g ; P_d : Charge a droite et a gauche de la travée.

En travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \text{BAEL (Art L.III.3)}$$

Exposé un cas de calcul: Poutrelle type de plancher d'habitation :

✓ Calcul à L'ELU : $P_u = 4,76 \text{ KN}$

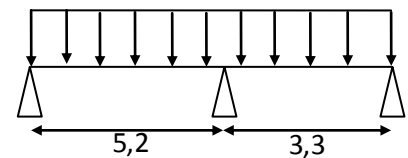


Fig III.2 : Schéma statique de la poutrelle

- Plancher Terrasse inaccessible : $G = 7,1 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 $Q < 2 \times G \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- Pour plancher d'étage courant : $G = 5,78 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 $Q < 2 \times G \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- $0,8 < (5,2 / 3,3) = 1,57 < 1,25 \dots \dots \dots$ non Vérifiée.

L'un des conditions de forfaitaire n'est pas vérifier alors on applique la méthode de Caquot minoré.

Calcul des sollicitations :

À l'ELU : $p_u = 0,64 \times (1,35 \times G + 1,5 \times Q)$

À l'ELS : $p_s = 0,64 \times (G + Q)$

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	7,1	1,00	11,08	7,09	8,1	5,18
Plancher d'étages	5,78	1,50	10,05	6,43	7,28	4,66
Etages commercial	5,78	5	15,30	9,79	10,78	6,89

Tab.III.2. Chargement sur les poutrelles

Moment en appuie :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -\frac{4,76 \times 5,2^3 + 4,76 \times 3,3^3}{8.5 \times (5,2 + 3,3)} = -11,65 \text{ KNm}$$

Moment en travée :

Travée AB :

$$x = \frac{5,2}{2} - \frac{-(-11,65)}{4,76 \times 5,2} \Rightarrow x = 2,25 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{(6,43 \times 2,25)}{2} (5,2 - 2,25) \Rightarrow M_0(x) = 21,34 \text{ KNm}$$

$$M_{AB}(x) = 16,31 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{3,3}{2} - \frac{-11,65}{6,43 \times 3,3} \Rightarrow x = 2,2 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6,43 \times 2}{2} (3,3 - 2,2) \Rightarrow M_0(x) = 7,78 \text{ KNm}$$

$$M_{BC}(x) = 3,90 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

Travée AB :

$$V_A = \frac{6,43 \times 5,2}{2} + \frac{-11,65}{5,2} \Rightarrow V_A = 14,48 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6,43 \times 5,2}{2} + \frac{-11,65}{5,2} \Rightarrow V_B = -18,98 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6,43 \times 3,3}{2} + \frac{-11,65}{3,3} \Rightarrow V_B = 14,14 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{4,76 \times 3,3}{2} + \frac{-18,18}{3,3} \Rightarrow V_C = -2,35 \text{ KN}$$

✓ Calcul à L'ELS : PS=3,42KN

Moment en appuie :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -\frac{3,42 \times 5,2^3 + 3,42 \times 3,3^3}{8.5 \times (5,2 + 3,3)} = -13,07 \text{ KNm}$$

Moment en travée :

Travée AB :

$$x = \frac{5,2}{2} - \frac{-13,07}{3,46 \times 5,2} \Rightarrow x = 1,86m$$

$$M_0(x) = \frac{3,42 \times 1,86}{2} (5,2 - 1,86) \Rightarrow M_0(x) = 10,74KNm$$

$$\mathbf{M_{AB}(x) = 5,96 KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{3,3}{2} - \frac{-(-13,07)}{4,66 \times 3,3} \Rightarrow x = 2,80m$$

$$M_0(x) = \frac{3,42 \times 2,80}{2} (3,3 - 2,80) \Rightarrow M_0(x) = 2,42KNm$$

$$\mathbf{M_{BC}(x) = 0,41KN.m}$$

L'effort tranchant :

Travée AB :

$$V_A = \frac{3,42 \times 5,2}{2} + \frac{-13,07}{5,2} \Rightarrow V_A = 8,89KN$$

$$V_B = -\frac{3,42 \times 5,2}{2} + \frac{-13,07}{5,2} \Rightarrow V_B = -15,88KN$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{3,42 \times 3,3}{2} + \frac{-13,07}{3,3} \Rightarrow V_B = 13,37KN$$

$$V_C = -\frac{3,42 \times 3,3}{2} + \frac{-13,07}{3,3} \Rightarrow V_C = -2,35KN$$

III.2.3 Les sollicitations pour chaque type de poutrelles (voir tableaux ci-dessous) :

III.2.3.1. Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible :

- **Poutrelle de type 5 :**

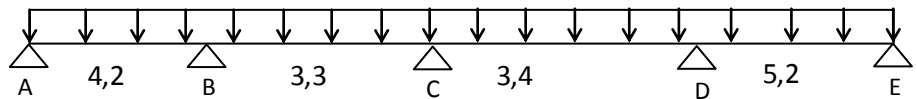


Schéma statique de la poutrelle

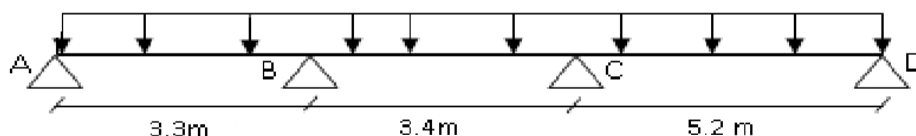
Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,2	5,05	1,72	15,37	0	-8,03	11,88	12,98	-16,81
B-C	3,3	5,05	1,81	9,56	-8,03	-4,27	3,6	12,84	-10,56
C-D	3,4	5,05	1,38	7,39	-4,27	-12,06	2,46	9,77	-14,35
D-E	5,2	5,05	2,92	23,96	-12,06	0	18,33	20,76	-16,12

Tableau III.3 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 5).

Travée	L (m)	P _s (KN.m)	X (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	4.2	3,67	1,83	11,23	0	-5,83	8,7	9,5	-12,27
B-C	3,3	3,67	1,81	6,98	-5,83	-3,1	2,65	9,38	-7,72
C-D	3,4	3,67	1,38	7,22	-3,1	-8,76	1,82	7,15	-10,47
D-E	5,2	3,67	2,92	17,24	-8,76	0	13,41	15,16	-11,79

Tableau III.4 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 5).

• Poutrelle de type 4



shéma statique de la poutrelle.

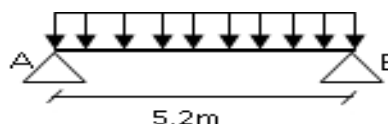
Travée	L (m)	P _u (KN/m)	x (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,3	5,05	1,41	9,44	0	-5,53	7,09	10,03	-13,38
B-C	3,4	5,05	1,43	9,98	-5,53	-12,05	1,71	10,14	-13,98
C-D	5,2	5,05	2,92	23,6	-12,05	0	18,33	20,76	-16,12

Tableau III.5 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4).

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	x (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	3,67	1,41	6,9	0	-4,02	5,19	7,33	-9,77
B-C	3,4	3,67	1,43	7,29	-4,02	-8,76	1,29	7,42	-10,20
C-D	5,2	3,67	2,92	17,24	-8,76	0	13,41	15,16	-11,79

Tableau III.6 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4).

• Poutrelle type 1



shéma statique de la poutrelle.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	x	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,2	5,05	2,6	23,96	0	0	23,98	18,44	-18,44

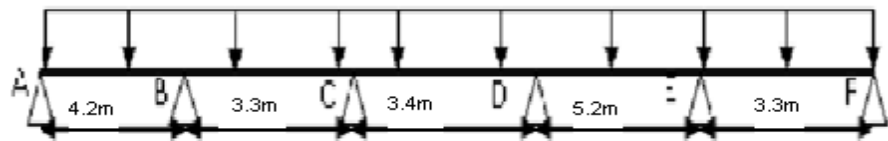
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	x	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,2	3,67	2,6	17,5	0	0	17,52	13,48	-13,48

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1).

III.2.3.2 Poutrelles du Plancher d'habitation :

• Poutrelle type 7



shéma statique de la poutrelle.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	x (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	4,2	4,76	1,82	10,09	0	-7,58	10,64	11,7	-15,32
B-C	3,3	4,76	1,82	6,27	-7,58	-4,03	3,04	11,69	-9,54
C-D	3,4	4,76	1,54	6,67	-4,03	-7,51	3,6	9,91	-11,96
D-E	5,2	4,76	2,58	15,75	-7,51	-8,11	13,93	16,61	-16,84
E-F	3,3	4,76	2,03	6,00	-8,11	0	5,17	13,07	-8,15

Tableau III.9 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 7).

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	x (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	4,2	3,42	1,82	13,92	0	-5,45	7,73	8,48	-11,08
B-C	3,3	3,42	1,81	8,67	-5,45	-2,89	2,23	8,46	-6,91
C-D	3,4	3,42	1,54	9,2	-2,89	-5,39	2,64	7,18	-8,65
D-E	5,2	3,42	2,58	21,73	-5,39	-5,83	10,13	12,03	-12,19
E-F	3,3	3,42	2,03	8,29	-5,83	0	3,76	9,45	-5,95

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 7).

• Poutrelle type 6

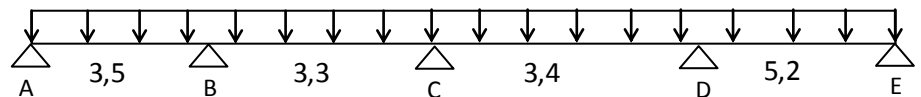


Schéma statique de la poutrelle

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	x (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	4,76	1,5	7,00	0	-5,6	7,25	9,66	-12,86
B-C	3,3	4,76	1,72	6,33	-5,6	-4,03	3,96	11,09	-10,14
C-D	3,4	4,76	1,36	6,46	-4,03	-11,38	1,95	8,77	-13,10
D-E	5,2	4,76	2,94	15,48	-11,38	0	16,43	18,92	-14,54

Tableau III.11 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 6).

Travée	L (m)	P _s (KN.m)	x (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	3,42	1,5	7,23	0	-4,02	5,26	7	-9,3
B-C	3,3	3,42	1,72	8,73	-4,02	-2,89	2,89	8,03	-7,34
C-D	3,4	3,42	1,36	8,91	-2,89	-8,18	1,45	6,36	-9,47
D-E	5,2	3,42	2,94	21,36	-8,18	0	11,92	13,68	-10,54

Tableau III.12 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 6).

• Poutrelle de type 3

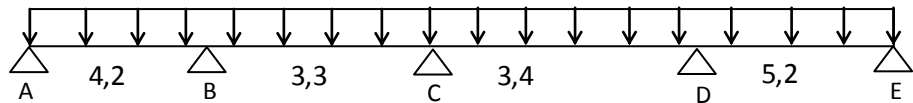


Schéma statique de la poutrelle

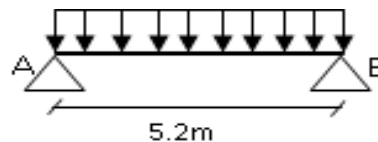
Travée	L (m)	P _u (KN/m)	x (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,2	4,76	1,82	10,09	0	-7,58	10,7	11,70	-15,32
B-C	3,3	4,76	1,82	6,27	-7,58	-4,03	3,04	11,69	-9,54
C-D	3,4	4,76	1,36	6,46	-4,03	-11,38	1,95	8,77	-13,10
D-E	5,2	4,76	2,94	15,48	-11,38	0	16,43	18,92	-14,54

Tableau III.13 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 6).

Travée	L (m)	P _s (KN.m)	x (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	4,2	3,42	1,82	13,92	0	-5,45	7,73	8,48	-11,08
B-C	3,3	3,42	1,81	8,67	-5,45	-2,89	2,23	8,4	-6,91
C-D	3,4	3,42	1,36	8,92	-2,89	-8,18	1,45	6,3	-9,47
D-E	5,2	3,42	2,94	21,36	-8,18	0	11,92	13,68	-10,54

Tableau III.14 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 6).

• Poutrelle de type 1



shéma statique de la poutrelle.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	x (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	5,2	4,76	2,6	15,75	0	0	21,74	16,73	-16,73

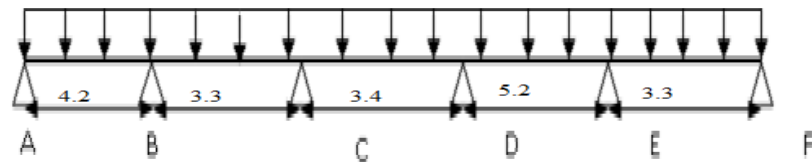
Tableau III.15 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 1).

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	x (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	5,2	3,42	2,6	21,73	0	0	15,74	12,11	-12,11

Tableau III.16 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 1)

III.2.2.6 Poutrelles du Plancher commercial :

- Poutrelle type 7



shéma statique de la poutrelle

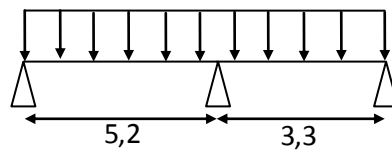
Travée	L (m)	P_u (KN/m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4,2	8,13	1,79	21,08	0	-12,93	15,61	17,49	-23,64
B-C	3,3	8,13	1,83	13,16	-12,93	-6,87	3,60	17,99	-14,32
C-D	3,4	8,13	1,52	13,98	-6,87	-12,80	4,47	14,9	-18,39
D-E	5,2	8,13	2,58	33,08	-12,80	-13,83	19,78	25,26	-25,66
E-F	3,3	8,13	2,07	14,46	-13,83	0	7,31	29,35	-11,96

Tableau III.17 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 7).

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	x (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	4,2	5,66	1,79	14,88	0	-9,01	11,04	12,34	-16,63
B-C	3,3	5,66	1,83	9,28	-9,01	-4,79	2,61	12,66	-10,10
C-D	3,4	5,66	1,52	9,85	-4,79	-8,92	3,22	10,51	-12,94
D-E	5,2	5,66	2,58	23,32	-8,92	-9,64	14,03	17,8	-18,07
E-F	3,3	5,66	2,07	8,78	-9,64	0	5,19	14,3	-8,46

Tableau III.18 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial (type 7)

- Poutrelle type 2



shéma statique de la poutrelle.

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	x (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	5,2	8,13	2,21	32,34	0	-19,86	23,64	21,64	-29,28
B-C	3,3	8,13	2,26	11,50	-19,86	0	5,25	22,18	-10,14

Tableau III.19 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 2)

Travée	L (m)	P_s (KN.m)	x (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	4,2	5,66	2,21	22,79	0	-13,84	16,91	15,27	-20,6
B-C	3,3	5,66	2,26	8,10	-13,84	0	3,74	15,57	-7,19

Tableau III.20 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial (type 2).

• Poutrelle de type 1

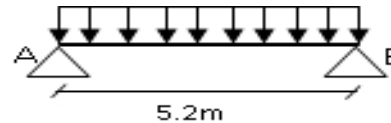


schéma statique de la poutrelle

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	x (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	5,2	8,13	2,6	33,09	0	0	33,10	25,46	-25,46

Tableau III.21 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 1).

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	x (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	5,2	5,66	2,6	23,32	0	0	23,32	17,94	-17,94

Tableau III.22 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial (type 1)

III.2.3.4 Plancher mixte :

• Poutrelle de type 2

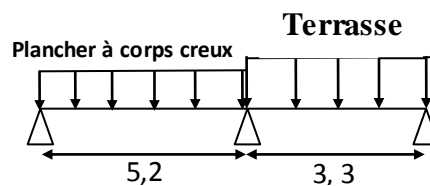


schéma statique de la poutrelle

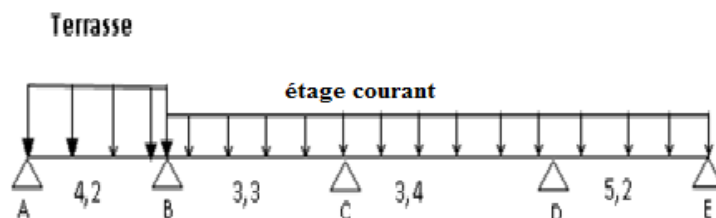
Travée	L (m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5,2	2,24	21,33	0	-11,8	16,23	18,98	-16,72
B-C	3,3	2,15	8,77	-11,8	0	4,66	11,71	-8,14

Tableau III.23. Sollicitations à l'ELU des poutrelles mixte (type 2).

Travée	L (m)	x (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	5,2	2,24	15,46	0	-8,5	11,78	13,75	-12,16
B-C	3,3	2,15	6,45	-8,5	0	3,49	8,58	-6

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELS des poutrelles mixte (type2).

• Poutrelle de type 5



Travée	L (m)	x (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	4,2	1,83	15,4	0	-7,97	11,94	16,78	-13,93
B-C	3,3	1,83	8,64	-7,97	-4,03	2,87	11,83	-9,56
C-D	3,4	1,36	8,92	-4,03	-11,38	1,84	9,92	-12,23
D-E	5,2	2,94	21,36	-11,38	0	16,41	15,94	-18,24

Tableau III.25. Sollicitations à l'ELU des poutrelles mixte (type 5).

Travée	L (m)	x (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	4,2	1,83	11,27	0	-5,76	1,83	12,25	-10,32
B-C	3,3	1,83	6,26	-5,76	-2,89	2,09	6,81	-6,95
C-D	3,4	1,36	6,46	-2,89	-8,18	0,77	7,21	-8,77
D-E	5,2	2,94	11,90	- 8,18	0	11,92	11,56	-12,67

Tableau III.26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles mixte (type5).

• Poutrelle de type 3

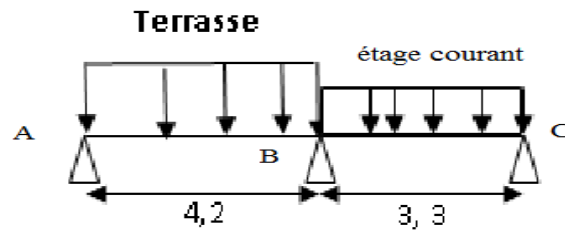


schéma statique de poutrelle

Travée	L (m)	x (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	4,2	1,81	15,33	0	-8,55	11,64	12,85	-14,89
B-C	3,3	2,05	8,24	-8,55	0	5	10,61	-13,2

Tableau III.27. Sollicitations à l'ELU des poutrelles mixte (type 3).

Travée	L (m)	x (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	4.2	1,81	8,53	0	-6,19	8,53	9,4	-10,88
B-C	3,3	2,05	5,97	-6,19	0	3,62	7,67	-9,56

Tableau III.28. Sollicitations à l'ELS des poutrelles mixte (type 3).

III.2.4 Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables

III.2.4.1 Plancher terrasse (20+4)

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui}^{max} de rive (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui}^{max} de rive (KN.m)
Type1	12,06	18,33	20,76	23,96	8,76	13,41	15,16	17,24
Type2	12,05	18,33	20,76	23,6	8,76	13,41	15,16	17,24
Type3	0	23,98	18,44	23,96	0	17,52	13,48	17,5

Tableau III.29. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher terrasse).

III.2.4.2 Plancher courant (20+4)

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{0max} de rive (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{0max} de rive (KN.m)
Type1	8,11	13,93	16,84	15,75	5,83	10,13	12,19	21,73
Type2	11,38	16,43	18,92	15,48	8,18	11,92	13,68	21,36
Type3	11,38	16,43	18,92	15,48	8,18	11,92	13,68	21,36
Type4	0	21,74	16,131	15,75	0	15,74	12,11	21,36

Tableau III.30. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (plancher étage).

III.2.4.3 Plancher commercial :

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{0max} de rive (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{0max} de rive (KN.m)
Type1	13,83	19,78	29,35	33,08	9,64	14,03	18,07	14,88
Type2	19,86	23,64	21,64	32,34	13,84	16,91	20,6	22,79
Type3	0	33,1	25,46	33,09	0	23,32	17,94	23,32

Tableau III.31. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher terrasse).

III.2.4.4 Poutrelles du Plancher mixte :

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{0max} de rive (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{0max} de rive (KN.m)
Type1	11,8	16,23	18,98	21,33	8,5	11,78	13,75	15,46
Type2	11,38	16,41	12,24	21,36	8,18	11,92	12,67	11,90
Type3	8,55	11,64	14,89	15,33	6,19	8,53	10,88	8,53

Tableau III.32. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher terrasse)

III.2.5 Sollicitation maximales :

poutrelles	ELU	ELS
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{max}=23,98KNm$ $M_a^{max}=-12,06KNm$ $V_u^{max}=20,76KN$ $M_a^{rive}=0.15 \times 23,96=3,59KNm$	$M_t^{max}=17,52Nm$ $M_a^{max}=-8,76KNm$ $V_u^{max}=15,15KN$ $M_a^{rive}=0.15 \times 17,5=2,62KNm$

RDC+étagées d'habitations	$M_t^{\max}=21,74\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-11,38\text{KNm}$ $V_u^{\max}=18,92\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=0.15 \times 15,75=2,36\text{KNm}$	$M_t^{\max}=15,74\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-8,18\text{KNm}$ $V_u^{\max}=13,68\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=0.15 \times 15,75=2,36\text{KNm}$
Etage commercial	$M_t^{\max}=33,1\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-19,86\text{KNm}$ $V_u^{\max}=29,35\text{KN}$ $M_0^{\max}=33,09\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=0.15 \times 33,34=5\text{KNm}$	$M_t^{\max}=23,32\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-13,84\text{KNm}$ $V_u^{\max}=20,6\text{KN}$ $M_0^{\max}=23,32\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=0.15 \times 23,32=3,5\text{KNm}$
Poutrelle mixte	$M_t^{\max}=16,41\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-11,38\text{KNm}$ $V_u^{\max}=18,98\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=0.15 \times 21,33=3,2\text{KNm}$	$M_t^{\max}=11,92\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-8,18\text{KNm}$ $V_u^{\max}=13,75\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=0.15 \times 15,46=2,32\text{KNm}$

Tableau.III.33. Les sollicitations maximales des poutrelles

III.2.6 Ferrailage des poutrelles : Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

III.2.6.1 Calcul à l'ELU

• **Vérification à l'E.L.U :**

- **Cisaillement :**

$$V^{\max} = 14.345\text{KN}$$

➤ **Calcul de la section d'armatures longitudinales :**

- **Plancher terrasse inaccessible : $M_{\text{trav}}^{\max} = 23,98\text{KNm}$**

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.64 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 72,70\text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_{\text{trav}}^{\max} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

-En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d=0.9h.$$

$$\mu_{bu} = \frac{23,98 \times 10^{-3}}{0.64 \times 0,22^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0,05') < (\mu_t = 0.186) \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.069$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.076) = 0.214\text{ m}.$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{23,98 \times 10^{-3}}{348 \times 0.214} \Rightarrow A_{tr} = 3,322\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.64 \times 0.22 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1,7 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte pour : $A_{tr} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

-En appuis

- Appuis intermédiaires :

$$M_{appui}^{\max} = 12,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{12,06 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.146 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,034; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.216 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{12,06 \times 10^3}{348 \times 0.216} \Rightarrow A_a = 1.6 \text{ cm}^2;$$

On opte : $A_a = 1\text{T}12 + 1\text{T}10 = 2.26 \text{ cm}^2$.

- **Appui de rive :** $M_a^{rive} = 3,59 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3,59 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.043$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \longrightarrow \text{pas d'acier comprimée (A' = 0).}$$

$$\mu_{bu} = 0.0343 < 0.186 \longrightarrow \text{pivot A (} \xi_s = 10\% \text{)}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.055$$

$$z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.055) = 0.166 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{3,59 \times 10^{-3}}{0.1662 \times 348} = 0,620 \text{ cm}^2$$

On opte une section: $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20,76 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.786 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b_0}{10} \right) = 10 \text{ mm}$$

On adopte un épingle avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

• **L'espacement**

$$1) \text{ St} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \text{St} \leq 18,9 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \text{ (CBA.Art A.5.1.2.3)} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

$\alpha = 90^0$ (Flexion simple, cadres droites.)

$$f'_{ij} = \min (f_{ij} ; 3.3\text{Mpa}) \quad f'_{ij} = \min (f_{ij} ; 3.3\text{Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 0.8 \times 400}{12(0.843 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 126,44\text{cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 12} \Rightarrow S_t \leq 84,166\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 12\text{cm}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales (A_t) à l'effort tranchant (V_u) :**

- **L'appui intermédiaire**

$$A_t \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (20,76 - \frac{12,06}{0.9 \times 0.21}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = 1,237\text{cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_t)

- **Au niveau de l'appui de rive**

On a : $M_U = 0\text{KNm}$

$$A_t \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{20,76 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.596\text{cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 0.596\text{cm}^2$$

C'est vérifié

➤ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{20,76 \times 10^{-3} \left(\frac{0.64 - 0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.64 \times 0.21 \times 0.04}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,115\text{MPa} < \tau_u = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.2.6.2 Vérification à l'ELS

a) **Etat limite de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

-En travée : $M_t^{\max} = 17,52\text{KN.m}$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.64 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -4,03 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T \acute{e})

Position de l'axe neutre y :

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$12 \times y^2 + [2 \times (64 - 12) \times 4 + 30 \times 3,39] \times y - [(64 - 12) \times 4^2 + 30 \times 22 \times 3,39] = 0$$

$$12y^2 + 517,7y - 3069,4 = 0 \dots\dots\dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 5,28 \text{ cm}$$

-Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{12 \times 5,28^3}{3} + (64 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (64 - 12) \times 4 \times \left(5,28 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3,39 \times (22 - 5,28)^2 \Rightarrow I = 17319,41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{17,52 \times 10^{-3}}{17319,41 \times 10^{-8}} \times 0,0528 \Rightarrow \sigma_{bc} = 5,34 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié **(BAEL E.III.2)**

-En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 8,76 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{12}{2} y^2 + 15 \times 2,26 y - 15 \times 2,26 \times 22 = 0$$

$$6y^2 + 33,9y - 745,8 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 8,68 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{12}{3} \times (8,68)^3 + 15 \times 2,26 \times (22 - 8,68)^2 \Rightarrow I = 8630,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8,76 \times 10^{-3}}{8630,5 \times 10^{-8}} \times 0,0868 = 8,81 \text{ MPa} \quad \text{(CBA Art A.5.3.3)}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

b) Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service.

- Evaluation de la flèche

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{520} = 0,046 < \frac{1}{16} \Rightarrow$ non vérifié 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 supérieure à 5 m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{520}{500} = 1,04 \text{ cm}$$

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

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

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

- Evaluation

-des moments en travée

$q_{jser} = 0.64 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.64 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.64 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

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

-Propriété de la section

Position de l'axe neutre : $y = 5,28 \text{ cm}$.

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{12 \times \frac{24^2}{2} + (64 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3,39 \times 22 + 0)}{12 \times 24 + (64 - 12)4 + 15(3,39 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 9,12 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 76942,27 \text{ m}^4 \text{ (} I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3,39}{12 \times 22} \Rightarrow \rho = 0.013$$

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

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

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

-Contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

-Inerties fictives (I_f)

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

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

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

-Evaluation des flèches

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

$$q_{jser} = 0.64 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.64 \times 3,42 = 2,19 \text{KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.64 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.64 \times 7,1 = 4,54 \text{KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.64 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.64 \times (7,1 + 1) \Rightarrow q_{pser} = 5,18 \text{KN} / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2,19 \times 5,2^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 5,55 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4,54 \times 5,2^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 10,5 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{5,18 \times 5,2^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 13,13 \text{KN.m}$$

$$y = 5,28 \text{cm} ; I_0 = 76942,27 \text{cm}^4 ; I = 17319,41 \text{cm}^4 ; A_s = 3,39 \text{cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.64}) \times 0.013} \Rightarrow \lambda_i = 3,15$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3,15 \Rightarrow \lambda_v = 1,26$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5,55 \times (0.22 - 0.0528) \times 10^{-3}}{17319,41 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 80,37 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{10,5 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0528)}{17319,41 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 152,05 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{13,13 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0528)}{17319,41 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 190,13 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 80,37 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.52$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 152,05 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.71$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 190,13 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.76$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 76942,27}{1 + (3,15 \times 0.52)} \Rightarrow I_{ij} = 32083,58 \text{cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 76942,27}{1 + (3,15 \times 0,71)} \Rightarrow I_{ig} = 26150,62 \text{cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 76942,27}{1 + (3,15 \times 0,76)} \Rightarrow I_{ip} = 24937,09 \text{cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 76942,27}{1 + (1,26 \times 0,71)} \Rightarrow I_{vg} = 44672,48 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5,55 \times 10^{-3} \times 5,2^2}{10 \times 32164.2 \times 32083,58 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0014 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{10,5 \times 10^{-3} \times 5,2^2}{10 \times 32164.2 \times 26150,62 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0033 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{13,13 \times 10^{-3} \times 5,2^2}{10 \times 32164,2 \times 24937,09 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0044m$$

$$f_{vg} = \frac{13,13 \times 10^{-3} \times 5,2^2}{10 \times 10721,4 \times 44672,48 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0074m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0074 - 0.0014 + 0.0044 - 0.0033 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0071m$$

$$\Delta f = 0.71cm \leq f_{adm} = 1,04cm \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

III.2.6.3 Ferrailage des poutrelles :

		M KNm	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
terrasse inaccessible	Travée	23,98	0.054	0.069	21.40	3,322	1,7	3HA12=3,39
	Appui interm	12,06	0.027	0.034	21.6	1,6	0.32	HA10+1H12=1.9 2
	Appuide rive	3,59	0,043	0,055	0,215	0,48	0,32	1HA10=0.79
Plancher corps creux	Travée	21,74	0.049	0.062	21.4	2,92	1,7	3HA12=3.39
	Appui interm	11,38	0,025	0,031	22,2	1,48	0,32	HA10+1H12=1.9 2
	Appuide rive	2,36	0,028	0,036	0,216	0,32	0,32	1HA10=0.79
Plancher comercial	Travée	33,1	0.054	0.069	21,4	3,322	1,7	3HA12=3.39
	Appui interm	19,86	0,045	0,057	21,5	2,65	0,32	1T10+1T16=2,80
	Appuide rive	5	0,06	0,078	0,213	0,67	0,32	1HA10=0.79

Tableau III.34. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

III.2.6.4 Vérifications des contraintes à E.L.S

- Etat limite de compression de béton

Plancher	En travée				En appui				Observa
	M _t KN.m	y (cm)	I(cm ⁴)	σ (Mpa)	M _t (KN. m	y (cm)	I(cm ⁴)	σ (Mpa)	
Plancher terrasse	17,52	5,28	17319,41	5,34	8,76	8,68	8630,5	8,81	Vérifier
Plancher D'habita t	15,74	5,28	17319,41	4,79	8,18	8,15	7689,86	8,7	Vérifier
Planc comr	23,32	5,28	17319,41	7,1	13,83	4,7	14195,5	4,58	Vérifier
Mixt	16,41	4,42	12781,46	5,67	11,92	8,15	7689,86	12,63	Vérifier

Tableau III.35. Vérification Etat limite de compression de béton.

- Etat limite de déformation :

$$\Delta f \leq f_{adm}$$

Planchers	Terrasse	Etage courant	Etage Commercial
q_{jser} (KN/m)	2,19	2,19	2,19
q_{gser} (KN/m)	4,54	3,7	3,7
q_{pser} (KN/m)	5,18	4,66	6,7
M_{jser} (KN.m)	5,55	5,55	5,55
M_{gser} (KN.m)	10,5	9,38	9,38
M_{pser} (KN.m)	13,13	11,81	16,98
I_0 (Cm ⁴)	76942,27	76942,27	76942,27
ρ	0,013	0,013	0,013
λ_v	1,26	1,26	1,26
λ_i	3,15	3,15	3,15
σ_{sj} (Mpa)	80,37	80,37	80,37
σ_{sg} (Mpa)	152,05	135,83	135,83
σ_{sp} (Mpa)	190,13	171,09	245,88
μ_j	0,52	0,58	0,58
μ_g	0,71	0,40	0,40
μ_p	0,76	0,73	0,025
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	32083,58	29938,63	29938,63
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	26150,62	37449,78	37449,78
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	24937,09	25651,3	78293,2
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	44672,48	44672,48	44672,48
f_{ji} (m)	0.0014	0,0014	0,0014
f_{gi} (m)	0.0033	0,0033	0,0033
f_{pi} (m)	0.0044	0,0038	0,0018
f_{gv} (m)	0.0074	0,0074	0,0074
Δf (mm)	7,1	6,5	4,5
f_{adm} (mm)	10,4	10,4	10,4

Tableau III.36. Vérification des états limitent de déformation.

III.2.7 Ferrailage de la dalle de compression

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.64}{400} = 0.64 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

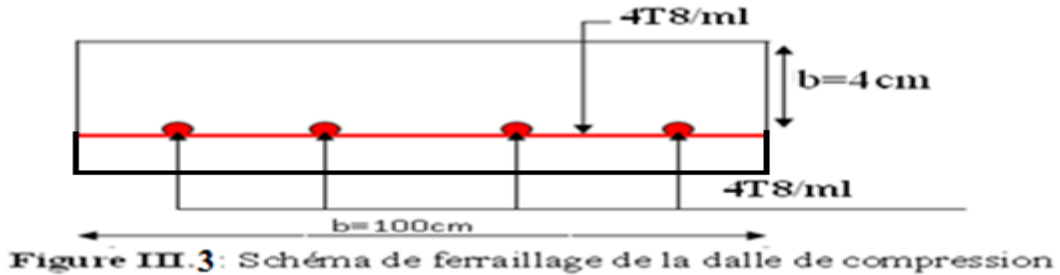
• **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.32 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 4HA8/ml=2.01cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=25cm<33cm... Vérifiée.

4HA8/ml=2.01cm² parallèles aux poutrelles → St=25cm<44cm... Vérifiée.

Schéma de ferrailage de la dalle de compression



Ferrailage des poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			
	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive

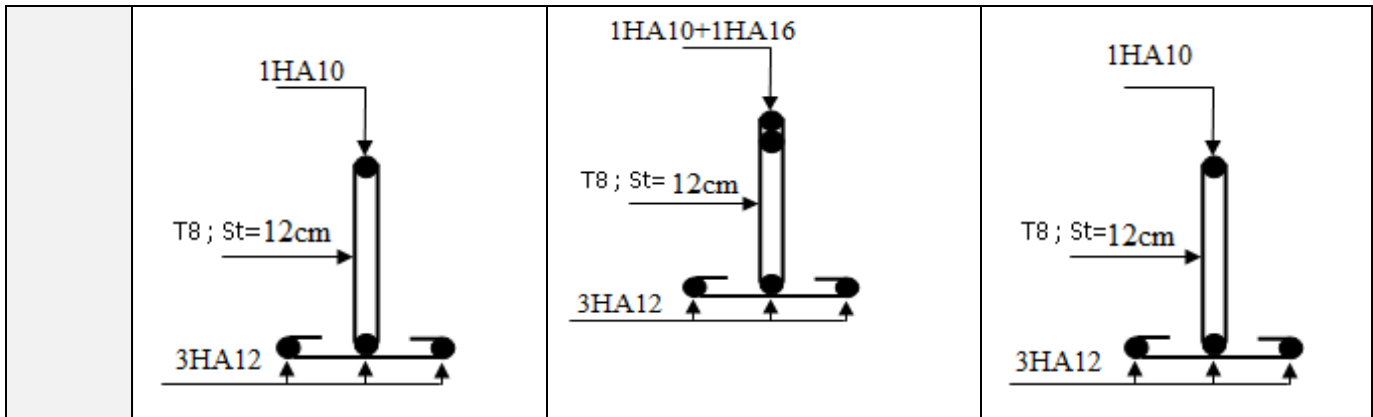


Tableau.III.37: Le schéma de ferrailage des poutrelles.

III.3 Etude des escaliers

III.3.1 Escalier type 1 :

Etages courants et R.D.C

- La volée : $\begin{cases} G_v = 8.87 KN/m^2 \\ Q_v = 2.50 KN/m^2 \end{cases}$
- Le palier : $\begin{cases} G_p = 5.5 KN/m^2 \\ Q_p = 2.50 KN/m^2 \end{cases}$

Avec

G_v : Charge permanente de la volée

G_p : Charge permanente du palier

Q_v : Charge variable de la volée

Q_p : Charge variable du palier

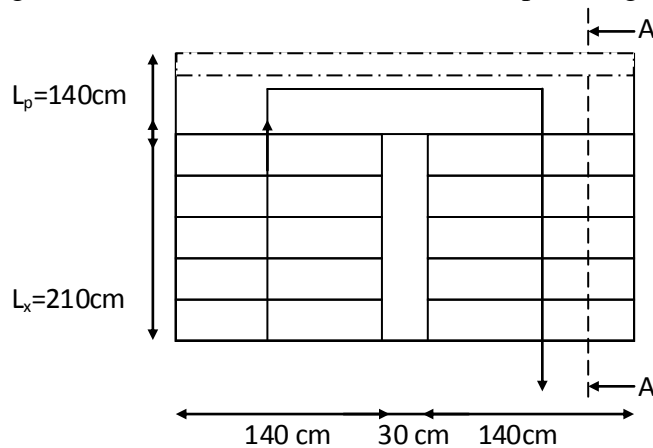


Figure N°III. 4 : Vue en plan du 1^{er} type d'escalier

▪ A'ELU :

$$q_v = 1.5Q_v + 1.35G_v$$

$$\Rightarrow q_v = (1.5 * 2.50 + 1.35 * 8.87) * 1 = 15.63 KN/ml$$

$$\Rightarrow q_v = 15.72 KN/ml$$

$$q_p = 1.5Q_p + 1.35G_p = (1.5 * 2.5 + 1.35 * 5.5) * 1$$

$$\Rightarrow q_p = 11.17 KN/ml$$

▪ APFELS :

$$q_v = Q_v + G_v$$

$$\Rightarrow q_v = (2.50 + 8.8) * 1 = 11.30 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow q_v = 11.30 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = Q_p + G_p = 2.5 + 5.5 = 8.00 \text{ KN / m}^2$$

$$\Rightarrow q_p = 8.00 \text{ KN / m}^2$$

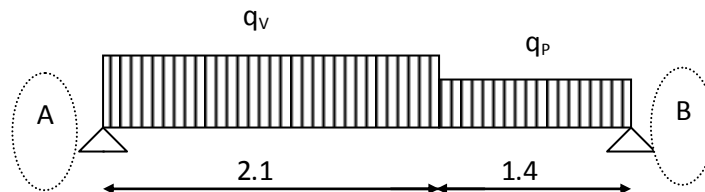


Fig III.5 : Schéma statique avec chargement de type 1

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 15.63 * 2.1 + 11.17 * 1.4$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 48.46 \text{ KN}.$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow (15.63 * 2.1 * \frac{2.1}{2}) + (11.17 * 1.4)(\frac{1.4}{2} + 2.1) - R_b * 3.5 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 22.35 \text{ KN}$$

$$R_A = 26.11 \text{ KN}$$

✓ Calcul des sollicitations

• Effort tranchant :

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.1 \text{ m}$$

$$T_y(x) = 26.11 - 15.63 * x$$

$$\begin{cases} T_y(0) = 26.11 \text{ KN} \\ T_y(2.1) = -6.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$$

$$T_y(x) = 11.17 * x - 22.35$$

$$\begin{cases} T_y(0) = -22.35 \text{ KN} \\ T_y(1.4) = -6.71 \text{ KN} \end{cases}$$

• Moment fléchissant :

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.1m$$

$$M(x) = 26.11 * x - 15.63 * \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ M(2.1) = 20.36KN.m \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.4$$

$$M(x) = 22.35 * x - 11.17 * \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ M(1.4) = 20.34KN.m \end{cases}$$

Le moment max est : $M^{\max} = 20.36KN.m$

L'effort tranchant max est : $V^{\max} = 26.11KN$

Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0.85M_{\max} = 17.30KN.m \\ M^a = 0.4M_{\max} = 8.14KN \end{cases}$$

Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b * h \quad \text{avec } (b=100cm)$$

$$e = 18cm \quad d = 12cm$$

a) En travée

$$M^t = 17.30KN.m$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{17.30 * 10^{-3}}{1(0.12)^2 14.2} = 0.084$$

$$\mu_{bu} = 0.084 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

→ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \text{ et } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.109$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.11 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{17.30 * 10^{-3}}{348 * 0.11} = 4.52 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA12 = 6.79 cm²

b) En appuis

$$M^a = 8.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.14 * 10^{-3}}{1(0.12)^2 * 14.2} = 0.039$$

$$\mu_{bu} = 0.039 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.049$$

$$Z = 0.11 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{8.14 * 10^{-3}}{0.11 * 348} = 2.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 = 3.93 cm²

c) Les armatures de répartition :BAEL91 (ArtE.8.2.41)

Lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à $\frac{A}{4}$ alors :

- En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2,$$

- En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.985 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2,$$

d) Espacements des barres

Pour armatures principales (longitudinales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} \quad \text{soit : } 17\text{cm} \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{En appui} \end{array} \right.$$

Pour armatures de répartition (transversales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{En appui} \end{array} \right.$$

e) Vérifications

Vérification à L'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 * 1 * 0.12 \frac{2.1}{400} = 1.45\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 6.79\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.} \\ A_a = 3.93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.} \end{array} \right.$$

- Vérification au cisaillement :BAEL 91(Art A.5.1, 211)

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{26.11 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.218\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.218\text{MPa} < \overline{\tau}_U = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

- **Vérification de l'espacement des armatures :BAEL 91(Art A.8.2.41)**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : $(3h; 33\text{cm}) = (3 * 18; 33) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérfié}$
- Les armatures secondaires : $(4h; 45\text{cm}) = (4 * 18; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérfié}$

Vérification à l'ELS

$$q_v = 11.30 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 8 \text{ KN/m}^2$$

e. 2. 1. Calcul des sollicitations

Nous avons à faire à une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 11.30 * 2.1 + 8 * 1.4$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 34.93 \text{ KN}.$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow (11.30 * 2.1 * \frac{2.1}{2}) + (8 * 1.4) (\frac{1.4}{2} + 2.1) - R_B * 3.5 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 16.08 \text{ KN}$$

$$R_A = 18.85 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.1 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 18.85 - 11.30 * x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 18.85 \text{ KN} \\ T_Y(2.1) = -4.88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 8 * x - 16.08$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -16.08 \text{ KN} \\ T_Y(1.4) = -4.88 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.1 \text{ m}$$

$$M(x) = 18.85 * x - 11.30 * \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.1) = 14.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.4$$

$$M(x) = 16.08 * x - 8 * \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 11.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment max est : $M^{\max} = 14.66 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max est : $V^{\max} = 18.85 \text{ KN}$

Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 12.46 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En travée} \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 5.86 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{En appuis} \end{cases}$$

• **.Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Art B. 7.3)**

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

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

✓ En travée : $M_{ser}^t = 12.46 \text{ KN.m}$

$$50y^2 + 15 * 6.79y - 15 * 6.79 * 12 = 0$$

$$50y^2 + 101.85y - 1222.2 = 0$$

$$y = 4.02 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(4.02)^3}{3} + 15 * 6.79(12 - 4.02)^2$$

$$I = 13647.069 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.46 * 10^{-3}}{13647.069 * 10^{-8}} * 4.02 * 10^{-2} = 3.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.67 \text{ MPa} < 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

✓ En appuis : $M_{ser}^a = 5.86KN.m$

$$50y^2 + 15 * 3.93y - 15 * 3.93 * 12 = 0$$

$$y = 3.217cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(3.217)^3}{3} + 15 * 3.93(12 - 3.217)^2$$

$$I = 5657.234cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.86 * 10^{-3}}{5654.234 * 10^{-8}} * 3.217 * 10^{-2} = 3.33MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.33MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa.....Vérifié.$$

- **Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_c} \end{array} \right.$$

$$1) \Rightarrow \frac{0.18}{3.5} = 0.051 < \frac{12.46}{10 * 17.86} = 0.0849$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche

On doit vérifier que : $\Delta f < \bar{\Delta f}$

Avec :

Δf : La flèche calculé ($\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$) ;

$\bar{\Delta f}$: La flèche admissible ($\bar{\Delta f} = L/500$) ;

Tel que :

* f_{gv} et f_{gi} : Flèche due aux charges permanentes totales.

* i et v : Déformation instantanées et différées, respectivement.

* f_{ji} : 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).

Avec :

$$* f_{ji} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10E_i * I_{ij}}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10E_i * I_{ig}}$$

$$* f_{Pi} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10E_i * I_{iy}}$$

$$* f_{gv} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10E_i * I_{gv}}$$

$$* E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{MPa}; E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \text{MPa}$$

1. Calcul f_{gi}

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10E_i * I_{gi}}$$

$M_o = 10.98 \text{KNm}$Sous charges permanentes.

$$M_{gser} = 9.33 \text{KNm}$$

$$* \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6.79}{100 * 12} = 0.0056$$

$$I_0 = \frac{1}{12} * b * h^3 + 15 * A * (\frac{h}{2} - d')^2$$

$$I = \frac{1}{3} * b * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

Calcul de I, I_0 , y :

$$\text{On a : } y = 4.02 \text{cm et } I = 13647.069 \text{cm}^4$$

$$I_0 = \frac{100 * 18^3}{12} + 15 * 6.79 * \left(\frac{18}{2} - 2\right)^2$$

$$I_0 = 53590.65 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = 3.75$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_g (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 9.33 * (0.12 - 0.0402)}{13647.069 * 10^{-8}} = 81.88 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0056 * 81.88 + 2.1} = 0.93$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_i} = \frac{1.1 * 53590.65}{1 + 3.75 * 0.93} = 13136.42 \text{ cm}^4$$

On aura $f_{gi} = \frac{9.33 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 32164.195 * 13136.42 * 10^{-8}} = 2.7 \text{ mm}$

2. Calcul de f_{gv} :

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 * E_v * I_{fv}}$$

$M_0 = 10.98 \text{ KNm}$Sous charges permanentes.

$$M_{gser} = 9.33 \text{ KNm}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = \mu_v = 0.93$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.5$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_i} = \frac{1.1 * 53590.65}{1 + 1.5 * 0.93} = 24613.65 \text{ cm}^4$$

On aura $f_{gv} = \frac{9.33 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 10721.4 * 24613.65 * 10^{-8}} = 4.33 \text{ mm}$

3. Calcul de f_{pi} :

$$f_{pi} = \frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{fi}}$$

$M_o = 14.66 \text{KNm}$ Sous charge permanente et d'exploitation

$$M_p = 12.46 \text{KNm}$$

$$E_i = 32164.195 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_g (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 12.46 (0.12 - 0.0402)}{13647.069 * 10^{-8}} = 109.29 \text{MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0056 * 109.29 + 2.1} = 0.81$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.5$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_o}{1 + \lambda_v * \mu_{pi}} = \frac{1.1 * 53590.65}{1 + 1.5 * 0.81} = 26613.86 \text{cm}^4$$

$$\text{On aura } f_{pi} = \frac{12.46 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 32164.195 * 26613.86 * 10^{-8}} = 1.78 \text{mm}$$

4. Calcul de f_{ji} :

$$f_{ji} = \frac{M'_g * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$$

$M_o = 7.52 \text{KNm}$ Sous le poids propre sans revêtements

$$M'_g = 6.40 \text{KNm}$$

$$E_i = 32164.195 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M'_g * (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 6.40 * (0.12 - 0.0402)}{13647.069 * 10^{-8}} = 56.13 \text{MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0056 * 56.13 + 2.1} = 1.09$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_i} = \frac{1.1 * 53590.65}{1 + 3.75 * 1.09} = 11587.16 \text{ cm}^4$$

On aura $f_{ji} = \frac{6.40 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 32164.195 * 11587.16 * 10^{-8}} = 2.1 \text{ mm}$

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

$$\Delta f = 4.33 + 1.78 - 2.1 - 2.7 = 1.31 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 0.131 \text{ cm} < \frac{350}{500} = 0.70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

Schemas de ferrailage

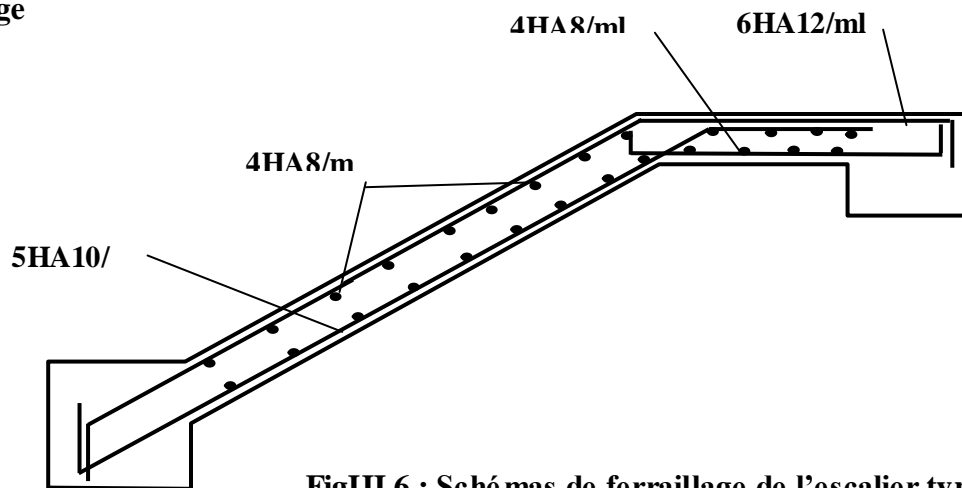


Fig III.6 : Schémas de ferrailage de l'escalier type 1

III.3.2 escalier de type 2 :

Volée 1

a) Moments et efforts tranchants :

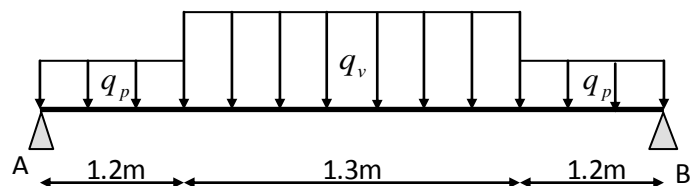


Fig III.7 : Schéma statique avec chargement de volée1

▪ A P'ELU :

$$q_v = 1.5Q_v + 1.35G_v$$

$$\Rightarrow q_v = (1.5 * 2.50 + 1.35 * 8.87) * 1 = 15.63 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow q_v = 15.72 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = 1.5Q_p + 1.35G_p = (1.5 * 2.5 + 1.35 * 5.5) * 1$$

$$\Rightarrow q_p = 11.17 \text{ KN / ml}$$

▪ A P'ELS :

$$q_v = Q_v + G_v$$

$$\Rightarrow q_v = (2.50 + 8.8) * 1 = 11.3 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow q_v = 11.30 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = Q_p + G_p = 2.5 + 5.5 = 8.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_p = 8.00 \text{ KN/m}^2$$

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 15.63 * 1.3 + (11.17 * 1.2) * 2$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 47.13 \text{ KN}.$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (11.17 * 1.2 * \frac{1.2}{2}) + (15.63 * 1.3)(\frac{1.3}{2} + 1.2) + (11.17 * 1.2)(\frac{1.2}{2} + 2.5) - R_b * 3.7 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 22.56 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.56 \text{ KN}$$

b) Calcul des sollicitations

✓ ELU

• Effort tranchant :

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 22.56 - 11.17 * x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 22.56 \text{ KN} \\ T_Y(1.2) = 9.15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet 1.2 \leq x \leq 2.5 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 22.56 - 11.17 * 1.2 - 15.63 * (x - 1.2)$$

$$\begin{cases} T_Y(1.2) = 9.15 \text{ KN} \\ T_Y(2.5) = -11.16 \text{ KN} \end{cases}$$

• Moment fléchissant :

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$$

$$M(x) = 22.56 * x - 11.17 * \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.2) = 19.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet 1.2 \leq x \leq 2.5$$

$$M(x) = 22.56 * x - 11.17 * 1.2 * \frac{1.2}{2} - 15.63 * (x - 1.2) * \left(\frac{x - 1.2}{2}\right)$$

$$\begin{cases} M(1.2) = 19.21 \text{KN.m} \\ M(2.5) = 21.50 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le moment max est : $M^{\max} = 21.50 \text{KN.m}$

L'effort tranchant max est : $V^{\max} = 22.56 \text{KN}$

Donc on a ;

$$\begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 18.27 \text{KN.m} \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 8.60 \text{KN} \end{cases}$$

c) Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée: $M_t = 18.27 \text{KN.m}$

En appuis: $M_a = 8.60 \text{KN}$.

$$\begin{cases} b = 100 \text{cm.} \\ d = 12 \text{cm.} \\ h = 18 \text{cm.} \end{cases}$$

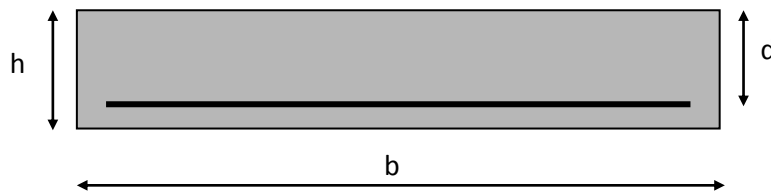


Fig. III.8 : Section à ferrailer

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous:

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{Adopté}$ (cm^2/ml)
En travée	18.27	0.089	0.11	0.11	4.77	6T12=6.79
En appuis	8.60	0.042	0.053	0.11	2.24	5T10=3.93

Tableau III.3.1 : Résumé des résultats de ferrailage

d) Les armatures de répartition :.....BAEL91 (ArtE.8.2.41) :

Lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à $\frac{A}{4}$ alors :

- En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 4T8 = 2.01\text{cm}^2,$$

- En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.985\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 4T8 = 2.01\text{cm}^2,$$

e) Espacements des barres

Pour armatures principales (longitudinales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} \quad \text{soit : } 17\text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui} \end{array} \right.$$

Pour armatures de répartition (transversales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui} \end{array} \right.$$

f) Vérifications :

Vérification à L'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 * 1 * 0.12 \frac{2.1}{400} = 1.45\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 6.79\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfié.} \\ A_a = 3.93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfié.} \end{array} \right.$$

- Vérification au cisaillement :BAEL 91(Art A.5.1, 211)

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{22.56 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} = 0.188\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.188\text{MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

Vérification à l'ELS

$$q_V = 11.30\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_P = 8\text{KN} / \text{m}^2$$

Nous avons à faire à une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 11.30 \cdot 1.3 + (8 \cdot 1.2) \cdot 2$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 33.89\text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow (8 \cdot 1.2 \cdot \frac{1.2}{2}) + (11.30 \cdot 1.3)(\frac{1.3}{2} + 1.2) + (8 \cdot 1.2)(\frac{1.2}{2} + 2.5) - R_B \cdot 3.7 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 16.94\text{KN}$$

$$R_A = 16.94\text{KN}$$

Calcul des sollicitations

- Effort tranchant :

- $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$

$$T_Y(x) = 16.94 - 8 \cdot x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 16.64\text{KN} \\ T_Y(1.2) = 7.34\text{KN} \end{cases}$$

- $1.2 \leq x \leq 2.5\text{m}$

$$T_Y(x) = 16.94 - 8 \cdot 1.2 - 11.30 \cdot (x - 1.2)$$

$$\begin{cases} T_Y(1.2) = 7.34\text{KN} \\ T_Y(2.5) = -7.35\text{KN} \end{cases}$$

- Moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 1.2m$

$$M(x) = 16.94 * x - 8 * \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ M(1.2) = 14.56KN.m \end{cases}$$

- $1.2 \leq x \leq 2.5$

$$M(x) = 16.94 * x - 8 * 1.2 * \frac{1.2}{2} - 11.30 * (x - 1.2) * \left(\frac{x - 1.2}{2}\right)$$

$$\begin{cases} M(1.2) = 14.56KN.m \\ M(2.5) = 17.32KN.m \end{cases}$$

Le moment max est : $M^{\max} = 17.32KN.m$

L'effort tranchant max est : $V^{\max} = 16.94KN$

Donc on a ;

$$\boxed{\begin{cases} M^t = 0.85M_{\max} = 14.72KN.m \\ M^a = 0.4M_{\max} = 6.92KN \end{cases}}$$

h) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Art B. 7.3) :

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

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

✓ En travée : $M_{ser}^t = 14.72KN.m$

$$50y^2 + 15 * 6.79y - 15 * 6.79 * 12 = 0$$

$$50y^2 + 101.85y - 1222.2 = 0$$

$$y = 4.02cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(4.02)^3}{3} + 15 * 6.79(12 - 4.02)^2$$

$$I = 13647.069cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.72 * 10^{-3}}{13647.069 * 10^{-8}} * 4.02 * 10^{-2} = 4.33MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.33MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

✓ En appuis : $M_{ser}^a = 5.86KN.m$

$$50y^2 + 15 * 3.93y - 15 * 3.93 * 12 = 0$$

$$y = 3.217cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(3.217)^3}{3} + 15 * 3.93(12 - 3.217)^2$$

$$I = 5657.234cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.92 * 10^{-3}}{5654.234 * 10^{-8}} * 3.217 * 10^{-2} = 3.93MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.93MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

i) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que : $\Delta f < \Delta \bar{f}$

1. Calcul f_{gi}

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10E_i * I_{f_{gi}}}$$

$M_o = 8.43KNm \dots \dots \dots$ Sous charges permanentes.

$$M_{gser} = 7.17KNm$$

$$* \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6.79}{100 * 12} = 0.0056$$

$$I_0 = \frac{1}{12} * b * h^3 + 15 * A * \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I = \frac{1}{3} * b * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

Calcul de I, I₀, y :

$$\text{On a : } y = 4.02\text{cm et } I = 13647.069\text{cm}^4$$

$$I_0 = \frac{100 * 18^3}{12} + 15 * 6.79 * \left(\frac{18}{2} - 2\right)^2$$

$$I_0 = 53590.65\text{cm}^4$$

$$\lambda_i = 3.75$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_g (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 7.17 * (0.12 - 0.0402)}{13647.069 * 10^{-8}} = 62.88\text{MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0056 * 62.88 + 2.1} = 1.04$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_i} = \frac{1.1 * 53590.65}{1 + 3.75 * 1.04} = 12030.55\text{cm}^4$$

$$\text{On aura } f_{gi} = \frac{7.17 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 32164.195 * 12030.55 * 10^{-8}} = 2.26\text{mm}$$

2. Calcul de f_{gv} :

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 * E_v * I_{fv}}$$

M₀ = 8.43KNm.....Sous charges permanentes.

$$M_{gser} = 7.17\text{KNm}$$

$$E_v = 10721.4\text{MPa}$$

$$\mu_i = \mu_v = 1.04$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.5$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_i} = \frac{1.1 * 53590.65}{1 + 1.5 * 1.04} = 23027.23 \text{ cm}^4$$

$$\text{On aura } f_{gv} = \frac{7.17 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 10721.4 * 23027.23 * 10^{-8}} = 3.55 \text{ mm}$$

3. Calcul de f_{pi} :

$$f_{pi} = \frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$$

$M_o = 17.32 \text{ KNm}$ Sous charge permanente et d'exploitation

$$M_p = 14.72 \text{ KNm}$$

$$E_i = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_g (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 14.72 (0.12 - 0.0402)}{13647.069 * 10^{-8}} = 126.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0056 * 126.16 + 2.1} = 0.74$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.5$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_{pi}} = \frac{1.1 * 53590.65}{1 + 1.5 * 0.74} = 27938.25 \text{ cm}^4$$

$$\text{On aura } f_{pi} = \frac{14.72 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 32164.195 * 27938.25 * 10^{-8}} = 2.00 \text{ mm}$$

4. Calcul de f_{ji} :

$$f_{ji} = \frac{M'_g * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$$

$M_o = 5.09 \text{ KNm}$ Sous le poids propre sans revêtements

$$M'_g = 4.32 \text{ KNm}$$

$$E_i = 32164.195 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M'_g * (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 4.32 * (0.12 - 0.0402)}{13647.069 * 10^{-8}} = 37.89 \text{MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0056 * 37.89 + 2.1} = 1.24$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_i} = \frac{1.1 * 53590.65}{1 + 3.75 * 1.2} = 10390.23 \text{cm}^4$$

On aura $f_{ji} = \frac{4.32 * 10^{-3} * 3.5^2}{10 * 32164.195 * 10390.23 * 10^{-8}} = 1.58 \text{mm}$

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

$$\Delta f = 3.55 + 2 - 1.58 - 2.26 = 1.7 \text{mm}$$

$$\Delta f = 0.17 \text{cm} < \frac{90}{500} = 0.18 \text{cm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

Schémas de ferrailage

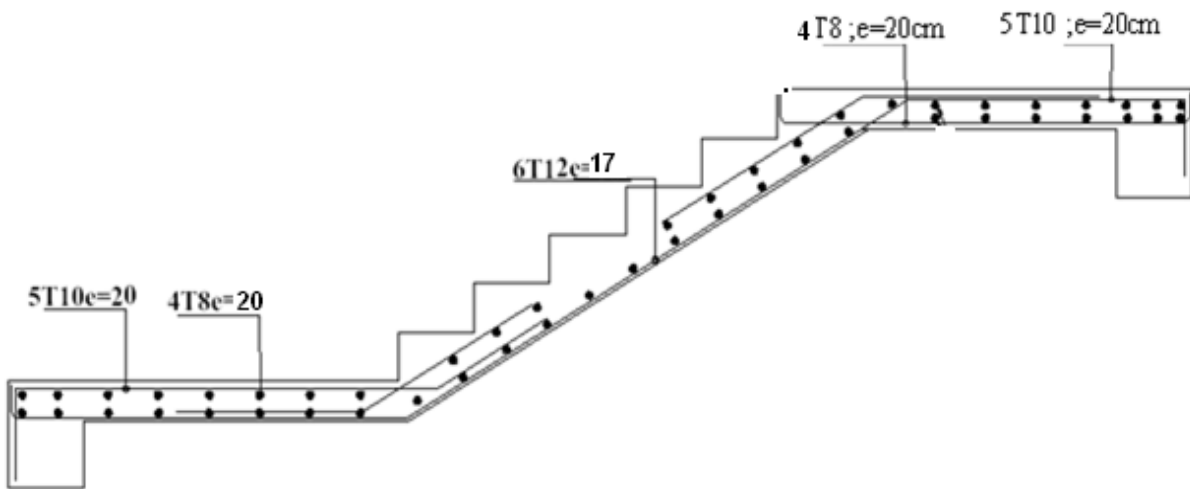


Fig III.9 : schémas de ferrailage de l'escalier volee 1

Voleé 2 :

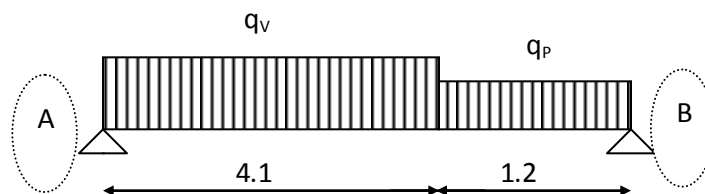


Fig III.10 : Schéma statique avec chargement de volee2

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 15.63 * 4.1 + 11.17 * 1.2$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 77.45KN .$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (15.63 * 4.1 * \frac{4.1}{2}) + (11.17 * 1.2)(\frac{1.2}{2} + 4.1) - R_b * 5.3 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 36.67KN$$

$$R_A = 40.77KN$$

Le moment max est : $M^{max} = 35.96KN.m$

L'effort tranchant max est : $V^{max} = 40.77KN$

Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0.85M_{max} = 30.56KN.m \\ M^a = 0.4M_{max} = 14.38KN \end{cases}$$

a)Calcul du ferrailage :

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{Adopté}$ (cm^2/ml)
En travée	30.56	0.14	0.20	0.11	7.54	5T14=7.70 cm^2
En appuis	14.38	0.07	0.091	0.11	3.75	5T10=3.93 cm^2

Tableau III.3.1 : Résumé des résultats de ferrailage

b) Les armatures de répartition :.....BAEL91 (ArtE.8.2.41)

Lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à $\frac{A}{4}$ alors :

• **En travée**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697cm^2 \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01cm^2 ,$$

• **En appuis**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.985cm^2 \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01cm^2 ,$$

c) Espacements des barres :

Pour armatures principales (longitudinales)

$$\begin{cases} S = \frac{100}{5} = 20.00cm & \text{soit : } 20cm \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00cm & \text{soit : } 20cm \dots\dots\dots \text{En appui.} \end{cases}$$

Pour armatures de répartition (transversales)

$$\begin{cases} S = \frac{100}{5} = 20.00cm & \text{soit : } 20cm \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00cm & \text{soit : } 20cm \dots\dots\dots \text{En appui} \end{cases}$$

c) Vérifications :

Vérification à L'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 * 1 * 0.12 \frac{2.1}{400} = 1.45cm^2$$

$$\begin{cases} A_t = 6.79cm^2 > A_{\min} = 1.45cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.} \\ A_a = 3.93cm^2 > A_{\min} = 1.45cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.} \end{cases}$$

- Vérification au cisaillement :BAEL 91(Art A.5.1, 211)

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{40.77 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.339MPa$$

$$\tau_U = 0.339MPa < \overline{\tau}_U = 3.33MPa \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

- Vérification de l'espacement des armatures :BAEL 91(Art A.8.2.41)

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : $(3h; 33cm) = (3 * 18; 33) = 33cm \dots\dots\dots \text{vérfié}$

- Les armatures secondaires : $(4h;45cm) = (4 * 18;45cm) = 45cm$ vérifié

Vérification à l'ELS

$$q_v = 11.30KN / ml$$

$$q_p = 8KN / m^2$$

Calcul des sollicitations

Nous avons à faire à une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 11.30 * 4.1 + 8 * 1.2$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 55.93KN .$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (11.30 * 4.1 * \frac{4.1}{2}) + (8 * 1.2)(\frac{1.2}{2} + 4.1) - R_b * 5.3 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 26.43KN$$

$$R_A = 29.49KN$$

Le moment max est : $M^{max} = 25.95 KN.m$

L'effort tranchant max est : $V^{max} = 29.49KN$

Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0.85M_{max} = 22.06KN.m.....En travée \\ M^a = 0.4M_{max} = 10.38KN.....En appuis \end{cases}$$

- Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Art B. 7.3)

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

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

✓ En travée : $M_{ser}^t = 22.06KN.m$

$$50y^2 + 15 * 7.7y - 15 * 7.7 * 12 = 0$$

$$50y^2 + 115.5y - 1732.5 = 0$$

$$y = 7.15cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(7.17)^3}{3} + 15 * 7.7(12 - 7.15)^2$$

$$I = 14953.52cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.46 * 10^{-3}}{14953.52 * 10^{-8}} * 7.15 * 10^{-2} = 5.95MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.95MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa.....Vérifié.$$

✓ En appuis : $M_{ser}^a = 10.38KN.m$

$$50y^2 + 15 * 3.93y - 15 * 3.93 * 12 = 0$$

$$y = 3.217cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(3.217)^3}{3} + 15 * 3.93(12 - 3.217)^2$$

$$I = 5657.234cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.38 * 10^{-3}}{5654.234 * 10^{-8}} * 3.217 * 10^{-2} = 5.90MPa$$

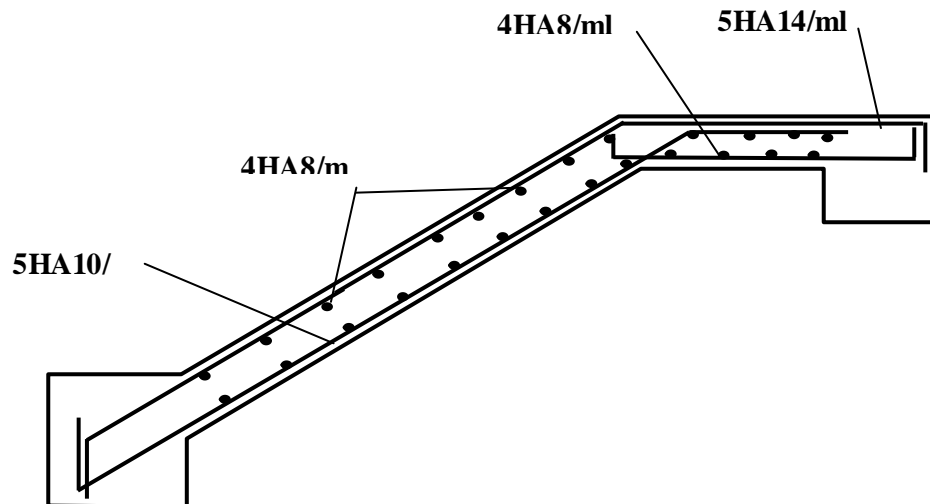
$$\sigma_{bc} = 5.90MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa.....Vérifié.$$

Calcul de la flèche

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

$$\Delta f = 1.28 + 0.66 - 0.27 - 0.42 = 1.25mm$$

$$\Delta f = 0.125cm < \frac{530}{500} = 1.06cm.....La flèche est vérifiée.$$



FigIII.11: Schémas de ferrailage des volées(2)

Volée 3

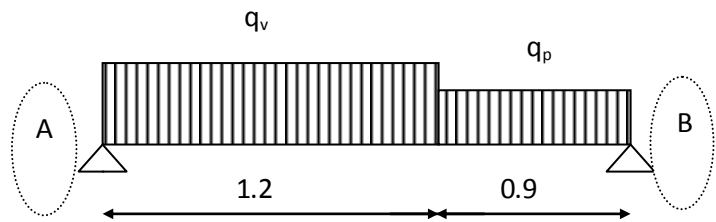


Fig III.12. Schéma statique avec chargement de volée 3

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 15.63 \cdot 1.2 + 11.17 \cdot 0.9$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 28.81 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow (15.63 \cdot 1.2 \cdot \frac{1.2}{2}) + (11.17 \cdot 0.9) (\frac{0.9}{2} + 1.2) - R_B \cdot 2.1 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 13.25 \text{ KN}$$

$$R_A = 15.55 \text{ KN}$$

Le moment max est : $M^{\max} = 7.40 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max est : $V^{\max} = 15.55 \text{ KN}$

Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 6.29 \text{ KN.m} \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 2.96 \text{ KN} \end{cases}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous:

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{Adobté}$ (cm^2/ml)
En travée	6.29	0.03	0.039	0.11	1.64	5T10=3.93 cm^2
En appuis	2.96	0.014	0.018	0.11	0.77	5T10=3.93 cm^2

Tableau III.3.1 : Résumé des résultats de ferrailage.

Les armatures de répartition :.....BAEL91 (ArtE.8.2.41)

Lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à $\frac{A}{4}$ alors :

- En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.985 \text{cm}^2 \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2,$$

- En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.985 \text{cm}^2 \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2,$$

Espacements des barres :

Pour armatures principales (longitudinales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{5} = 20.00 \text{cm} \quad \text{soit : } 20 \text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00 \text{cm} \quad \text{soit : } 20 \text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{array} \right.$$

Pour armatures de répartition (transversales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{5} = 20.00 \text{cm} \quad \text{soit : } 20 \text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00 \text{cm} \quad \text{soit : } 20 \text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui} \end{array} \right.$$

Vérification à L'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 3.93 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \\ A_a = 3.93 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \end{array} \right.$$

- Vérification au cisaillement :BAEL 91(Art A.5.1, 211)

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{15.55 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.129 \text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.129 \text{MPa} < \overline{\tau}_U = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

Vérification à l'ELS

$$q_v = 11.30 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 8 \text{ KN/m}^2$$

Nous avons à faire à une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 11.30 * 1.2 + 8 * 0.9$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 20.76 \text{ KN}.$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow (11.30 * 1.2 * \frac{1.2}{2}) + (8 * 0.9)(\frac{0.9}{2} + 1.2) - R_b * 2.1 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 9.53 \text{ KN}$$

$$R_A = 11.22 \text{ KN}$$

Le moment max est : $M^{\max} = 5.32 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max est : $V^{\max} = 11.22 \text{ KN}$ Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 4.52 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En travée} \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 2.13 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{En appuis} \end{cases}$$

. Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Art B. 7.3)

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

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

✓ En travée : $M_{ser}^t = 4.52 \text{ KN.m}$

$$50y^2 + 15 * 3.93y - 15 * 3.93 * 12 = 0$$

$$50y^2 + 58.95y - 707.4 = 0$$

$$y = 4.39cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(4.39)^3}{3} + 15 * 3.93(12 - 4.39)^2$$

$$I = 6247.188cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.52 * 10^{-3}}{6247.188 * 10^{-8}} * 4.39 * 10^{-2} = 3.17MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.17MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa.....Vérifié.$$

✓ En appuis : $M_{ser}^a = 2.13KN.m$

$$50y^2 + 15 * 3.93y - 15 * 3.93 * 12 = 0$$

$$y = 3.217cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(3.217)^3}{3} + 15 * 3.93(12 - 3.217)^2$$

$$I = 5657.234cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.13 * 10^{-3}}{5654.234 * 10^{-8}} * 3.217 * 10^{-2} = 1.21MPa$$

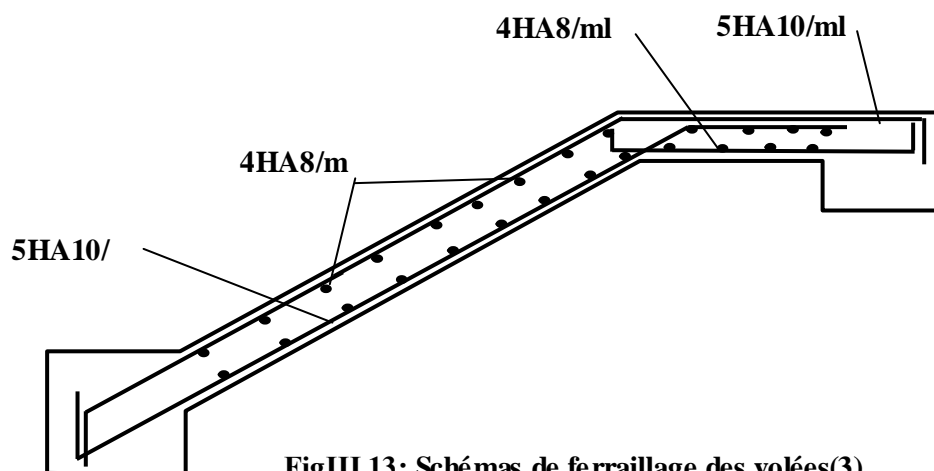
$$\sigma_{bc} = 1.21MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa.....Vérifié.$$

. Calcul de la flèche

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

$$\Delta f = 0.021 + 0.01 - 0.0048 - 0.007 = 0.0192mm$$

$$\Delta f = 0.192cm < \frac{210}{500} = 0.42cm.....La flèche est vérifiée.$$



FigIII.13: Schémas de ferrailage des volées(3)

Remarque : au lieu d'utiliser une poutre palier de 1.5m pour type 2(volée 1et 2) on utilise une poutre brisé.

III.4 Etude de la poutre palière

III.4.1 Dimensionnement :

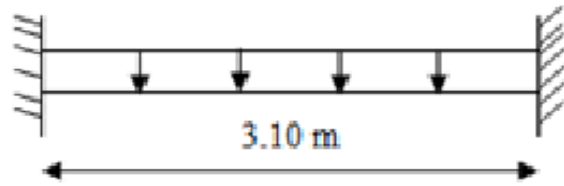
On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10}$$

$$22.66\text{cm} \leq h \leq 31\text{cm}.$$

Donc on prend :

$$\begin{cases} b=30\text{cm} \\ h=30\text{cm} \end{cases}$$



FigIII.14 :Schéma statique de la poutre palier

▪ **Vérification des conditions du RPA :**

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

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Les trois vérifications sont satisfaites.

• **Calcul à la flexion simple :**

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

Les charges sur la poutre : g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN} / m$$

$$g_m = 2.81 \times \left(\frac{2.89 - 0.3}{2} \right) = 3.6\text{K}38\text{N} / ml$$

Poids propre du mur :

Réactions (poids transmis par la volée+ poids transmis par le palier)

III.4.2 Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 20.77\text{KN}$	$R_B = 15.11\text{KN}$
$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_B$
$P_u = 28.66\text{KN/m}$	$P_s = 20.96\text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 11.47\text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 8.39\text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -22.95\text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -16.78\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 44.42\text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 32.48\text{KN}$

Tab.I. Les sollicitations de la poutre palière.

III.4.3 Calcul de la section d'armature à la flexion simple

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(cm)$	$A_{flexion}^{CAL} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	11.47	0.042	0.054	26.89	1.22	4.5
En appuis	22.95	0.085	0.11	26.26	2.51	4.5

Tab.41 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

- **Exigence du RPA Art7.5.2.1** : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5cm^2$

III.4.3.1 Vérification à l'ELU

- **l'effort tranchant**

$$V_u = 44.42KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.548 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3.25MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(44.42 \times 10^{-3} - \frac{\times 10^{-3}}{0.9 \times 0,27}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.87cm^2 \text{ Vérifier.}$$

- **Calcul de l'espacement S_t**

$$1) S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3 \text{ On opte : } S_t=15cm \text{ en travée et } S_t=10cm \text{ en appui.}$$

- **Calcul de la section d'armature**

Calcul à la torsion : Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier. $M^{torsion} M_B = 19.493KN.m$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL91**.

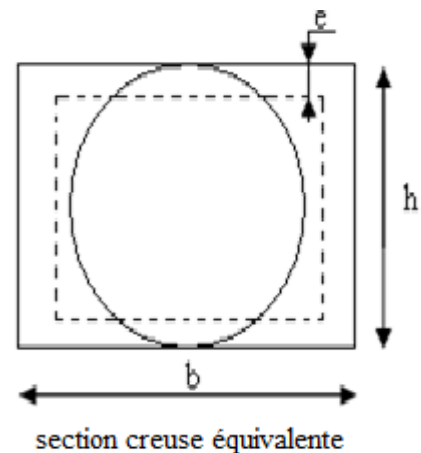
U : périmètre de la section.

Ω : Aire du contour tracer a mi hauteur.

e : épaisseur de la paroi.

Al : section d'acier.

- $e = \varnothing / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$
- $\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$
- $U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1 \text{ m}$
- $Al = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.89cm^2$



- **Section d'armatures finale**

- **En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.22 + 1.945 = 3.165 < A_{min} = 4.5cm^2$$

On ferraille avec Amin, Soit : $A^t = 3HA14 = 4.62cm^2$

• **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.51 + 1.945 = 4.455 \text{ cm}^2 < A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec Amin, Soit : $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots\dots\dots \text{BAEL}$$

On a : $V_{max} = 44.42$;

$$\tau_{flexion} = 0.548 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.493 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 3.118 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 3.118 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

• **Calcul des armatures transversales a la torsion**

Soit $St = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.493 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.77 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\text{Ø}8 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.4.3.2 Vérification à ELS

• **Etat limite de compression de béton :** On doit vérifier :

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

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec

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

- **Sur appuis** ($M_a = 16.78 \text{ KN.m}$) ; $y = 9.095 \text{ cm}$; $I = 29740.114 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.78 \times 10^{-3}}{29740.114 \times 10^{-8}} \times 9.095 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.131 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifié

- **En travée :** $M_t = 8.39$; $y = 9.095 \text{ cm}$; $I = 29740.114 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.565 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

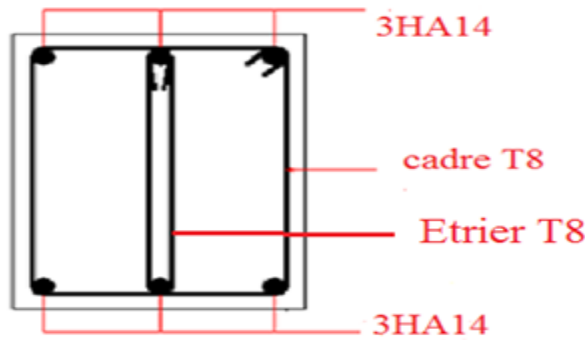
• **Evaluation de la flèche :** Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.096 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.096 > 0.029;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0055 < 0.0105 ; \quad \text{Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire}$$

III.4.4 Schéma de ferrailages : on a adopté le meme ferailage pour l'appui et la travée



FigIII.15 :Schéma de ferrailages de la poutre palier

III.5 Etude des dalles pleines :

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

III.5.1 dalle sur 04 appuis (cage d'escalier) :

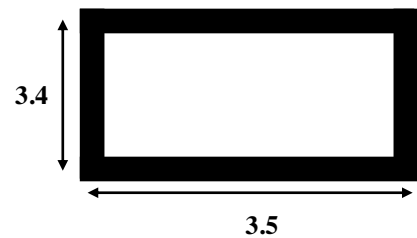
- pour l'étage commercial :

$$l_x = 3.4\text{m}$$

$$l_y = 3.5\text{m}$$

$$l_y = 3.5\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.97 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$



a) Calcul des sollicitations :

- a) l'ELU :

On a: $G=4.43\text{KN/m}^2$; $Q=5\text{KN/m}^2$.

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 13.48\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0392 & \dots\dots\dots(a) \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0392 * 13.48 * 3.4^2 = 6.11\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y * M_x = 0.9322 * 9.34 = 5.7\text{KN.m} \end{cases}$$

En travée : $Mt_x = 0.75 * M_x = 4.58\text{KN.m.}$

$$Mt_y = 0.75 * M_y = 4.27\text{KN.m.}$$

En appui : $Ma = 0.3 * M_x = 3.05\text{KN.m.}$

a-1) Ferrailages :

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Travée	x-x	4.58	0.032	0.04	0.0984	1.33	4HA10=3.14
	y-y	4.27	0.03	0.038	0.0984	1.247	4HA10=3.14
appui	y-y	3.05	0.02	0.025	0.099	0.88	4HA8=2.01
	x-x						

a-2) Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 25cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 25cm$.

b) Vérifications :

- **la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.97cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 0.96cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

- **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa .$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13.48 * 3.5}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.97}{2}} = 11.113KN .$$

$$\tau_u = \frac{11.113 * 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.11MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

b) l'ELS :

b-1) Etat limite de compression de béton :

$$P = G + Q = 4.43 + 5 = 9.43KN/m^2 .$$

$$M_{oxser} = 0.0465 * 9.43 * 3.4^2 = 5.07KN.m .$$

$$M_{t_{oyser}} = 0.9543 * 5.07 = 4.838KN.m .$$

$$M_{txser} = 0.75 * 5.07 = 3.8KN.m .$$

$$M_{t_{yser}} = 0.75 * 4.838 = 3.63KN.m .$$

- **Sens x-x :**

$$A_x = 3.14cm^2 .$$

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

$$\Rightarrow y = 3.5cm .$$

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2 = 3419.14cm^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 3.8MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

- **Sens y-y :**

$$A_y = 3.14cm^2 ; \quad y = 3.5cm ; \quad I = 3419.14cm^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 3.7MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

b-2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

b-3) Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Selon x-x}$$

$$\frac{h}{l} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Selon y-y}$$

La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche dan les deux sens

• **Sens x-x :**

$$\frac{h}{l} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.258mm, \quad f_{gi} = 0.38mm, \quad f_{gv} = 1.144mm, \quad f_{pi} = 0.945mm .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 1.449mm < f_{adm} = 6.8mm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$$\frac{h}{l} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.281mm, \quad f_{gi} = 0.38mm, \quad f_{gv} = 1.157mm, \quad f_{pi} = 0.845mm .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 1.355mm < f_{adm} = 7mm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

c) Schéma de ferrailage :

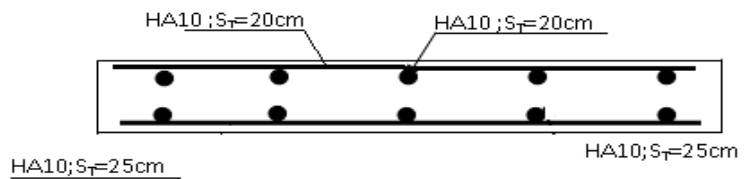


Fig III.16 : Coupe transversale en appui de dalle de 4

III.6 ETUDE DES BALCONS

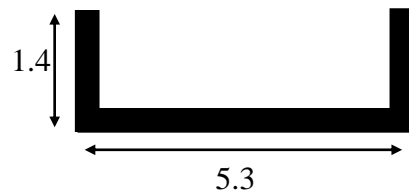
III.6.1 Dalle sur trois appuis :

$$l_x = 1.4$$

$$l_y = 5.3$$

On a $\frac{L_y}{2} = 2.56m > L_x = 1.4$ alors

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$



a) Calcul des sollicitations :

• l'ELU

$G = 4.43\text{KN/m}^2 ; Q = 3.5\text{KN/m}^2 .$

$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 11.23\text{KN} / \text{ml} .$

$$\begin{cases} M_x = 37.78\text{KN.m} \\ M_y = 5.136\text{KN.m} \end{cases}$$

en travée : $Mt_x = 0.75 * M_x = 28.33\text{KN.m} .$

$Mt_y = 0.72 * M_y = 3.85\text{KN.m} .$

en appui: $Ma = 0.5 * M_y = 18.9\text{KN.m} .$

b) Ferrailage:

sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
travée	x-x	28.33	0.2	0.28	0.088	9.25	6HA16=10.05
	y-y	3.85	0.027	0.034	0.098	1.12	5HA14=7.7
appui	x-x	18.9	0.133	0.179	0.0928	5.85	5HA14=7.7
	y-y						

c) Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 16\text{cm}$.

Sens y-y: $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

d) Vérifications

d-1) La condition de non fragilité :

$e \geq 12\text{cm}$ et $\rho \leq 0.4 \Rightarrow A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,14 = 1,12$

d-2) l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa} .$

$V_{\max} = \frac{P_u L_x}{2} = \frac{11.23 * 1.4}{2} = 7.86\text{KN}$

$\tau_u = \frac{7.86 * 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.078\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$

d) L'ELS :

- **Etat limite de compression de béton :**

$P = G + Q = 4.43 + 3.5 = 7.93\text{KN/m}^2 .$

$M_{oxser} = 26.68\text{KN.m} \Rightarrow Mt_{xser} = 20.01\text{KN.m} .$

$M_{oyser} = 3.62\text{KN.m} \Rightarrow Mt_{yser} = 2.72\text{KN.m} .$

- **Sens x-x :**

$A_x = 12.06\text{cm}^2 ; y = 8\text{cm} ; I = 17790.266\text{cm}^4 .$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 8.99\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$

- **Sens y-y :**

$$A_y = 7.7\text{cm}^2 ; y = 6.09\text{cm} ; I = 9294.66\text{cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 1.78\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

e) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

f) Etat limite de déformation :

- **Sens x-x:**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.4} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.08 > \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{0.75}{10} = 0.075 .$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{12.06 * 10^{-4}}{1 * 0.1} = 0.012 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 .$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

$$l < 5\text{m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{140}{500} = 0.28\text{cm}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.387\text{mm}, \quad f_{gi} = 0.664\text{mm}, \quad f_{gv} = 1.435\text{mm}, \quad f_{pi} = 1.388\text{mm} .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 1.77\text{mm} < f_{adm} = 2.8\text{mm} ; \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

- **Sens y-y**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.12}{5.3} = 0.022 < \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

$$l > 5 \Rightarrow f_{adm} = \frac{530}{1000} + 0.5 = 1.03\text{cm}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.498\text{mm}, \quad f_{gi} = 0.735\text{mm}, \quad f_{gv} = 2.2\text{mm}, \quad f_{pi} = 1.31\text{mm} .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 2.2\text{mm} < f_{adm} = 10.3\text{mm} ; \text{donc la flèche est vérifiée}$$

g) Schéma de ferrailage :

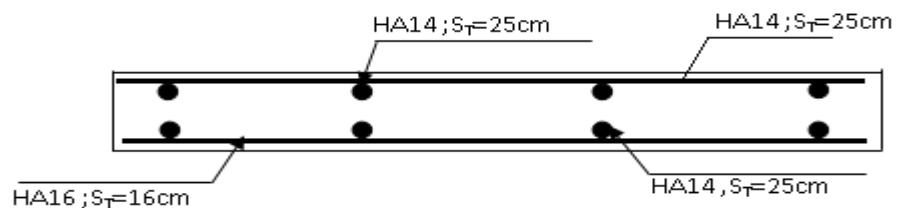


Fig III.17 : Coupe transversale en appui de dalle de 3

III.6.2 Dalle sur deux appuis :

$$l_x = 1.5\text{m} ; l_y = 3.2\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{3.2} = 0.46 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

a) Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

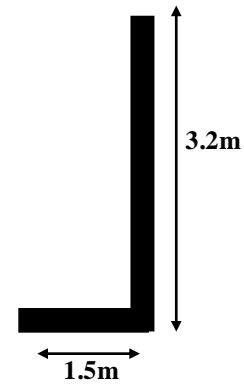
$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 2.58 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.645 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 2.58 = 2.2 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.645 = 0.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en appuis**

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 \times M_{om} = 1.3 \text{ KN.m}$$



b) Ferrailage :

sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
travée	x-x	2.2	0.015	0.018	0.0992	0.64	4HA8=2.01
	y-y	0.55	0.0047	0.0047	0.0998	0.16	4HA8=2.01
appui	x-x	1.3	0.009	0.011	0.0995	0.375	4HA8=2.01
	y-y						

c) Calcul des espacements :

$$S_{tx} = \min(33 \text{ cm}, 3 * e) = \min(33, 3 * 12) ; \text{ Soit: } S_{tx} = 25 \text{ cm} .$$

$$S_{ty} = \min(45 \text{ cm}, 4 * e) = \min(45, 4 * 12) ; \text{ Soit: } S_{ty} = 25 \text{ cm} .$$

d) Vérifications :

d-1) La condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.22 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

d-2) L'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.847 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.068 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} .$$

- **l'ELS :**

e) Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} * y$;

- **Selon x-x :** $A_x = 2.01 \text{ cm}^2$; $y = 2.77 \text{ cm}$; $I = 2284.49 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.9 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

- **Selon y-y :**

$A_y = 2.01 \text{ cm}^2$; $y = 2.77 \text{ cm}$; $I = 2284.49 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 0.64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

f) Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \overline{\sigma}_s ; \text{ avec : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110\sqrt{\eta * f_{t28}})\right) = 240MPa.$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{1.6 * 10^{-3}}{2284.49 * 10^{-8}} * (0.1 - 0.0277) = 75.95MPa \leq \overline{\sigma}_s = 240MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

g) Schéma de ferrailage :

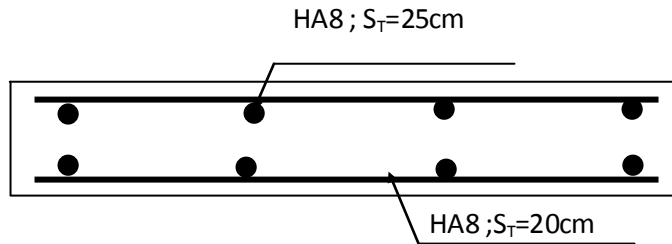


Fig III.18. Coupe transversale en appui de dalle de 2 appuis

III.7 Etude des poutres de chaînages

III.7.1 Définition

- **Le chaînage horizontal :** Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte a faux.

III.7.2 Redimensionnement :

D'après le **RPA99 version 2003 Art 9.3.3** la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15cm$.

On opte pour une poutre de chaînage de $(40.30)cm^2$.

III.7.3 Calcul des sollicitations

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.4 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 3KN/m$

Poids des murs : $P_m = 2.6 \times (2.89) \Rightarrow P_m = 7.5 KN/m$.

$P_u = 1.35 \times (3 + 7.5) \Rightarrow P_u = 14.17KN/ml;$

$P_s = 7.5 + 3 = 10.5KN/ml$

Calcul à l'E.L.U

$M_u = P_u \frac{L_{max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 49.75KN m; \quad M_t = 0.75M_u \Rightarrow M_t = 37.31KN.m;$

$M_a = -0.5M_u = -24.87KN.m$

	M (KN.M)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A calculer	A adopter
En travée	37.31	0.019	0.024	36.64	2.92	3HA12=3.39
En appui	24.87	0.012	0.015	36.77	1.94	3HA10=2.36

Tableau III.7: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage

Vérifications à l'E.L.U

• Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 37.55 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

$$\text{Calcul des armatures transversales : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 \text{ mm}$$

$$\text{Soit un cadre T8 plus un étrier T8} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33.3$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.33 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad \text{(CBA Art A.5.1.2.3)}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm} \quad \text{.On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification à l'E.L.S

$$\text{a) Vérification de la contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad M_S = 36.86 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_S = 27.64 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = 0.5 \times M_S = 18.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : A = 3.39 \text{ cm}^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.66 \text{ cm}$$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 56655.16 \text{ cm}^4$

En travée: $(\sigma_{bc} = 3.25 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

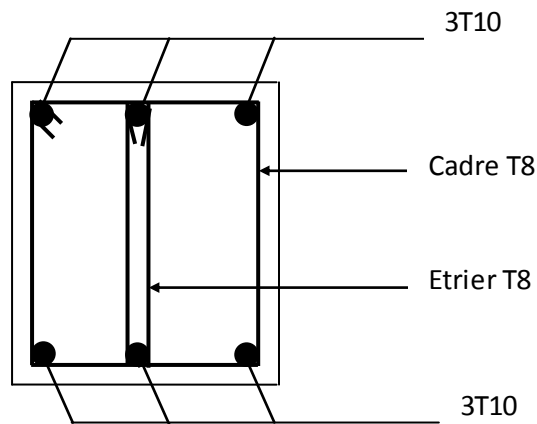
En appuis: $(\sigma_{bc} = 2.16 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

b) Evaluation de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0754 > 0.0625; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.0754 > 0.075; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.003 < 0.01$

D’ou la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage



FigIII.19 :Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.8 ASCENSEUR

III.8.1 Définition :

L’ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

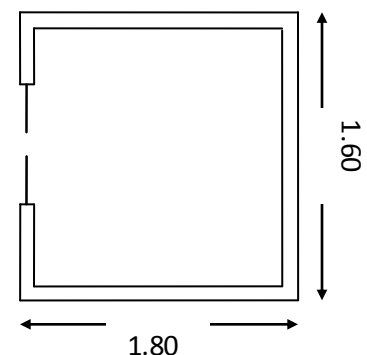
Elle se constitue d’une cabine, qui se déplace le long d’une glissière verticale dans l’ascenseur muni d’un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L’ascenseur qu’on étudie est pour 08 personnes.

Les caractéristiques : suivant Annexe (II)

V=1 m/s → vitesse de levage.

- Pm=15KN : charge due à la salle de machine.
- Dm=82 KN : charge due au poids propre de la L’ascenseur.
- Fc =102 KN : charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 37,36 m.
- Bs*Ts =380*210 dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.



FigIII.20 : cage de l’ascenseur

$$P = 15.00 + 82.00 + 6.30 = 103,3 \text{ KN.}$$

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- dalle de salle machine (locale).
- 2)- dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

III.8.2 Calcul du premier type de la dalle (cas d'une charge concentrée)

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h_0 = 20 \text{ cm}$.

On a $P = 103,3 \text{ KN}$.

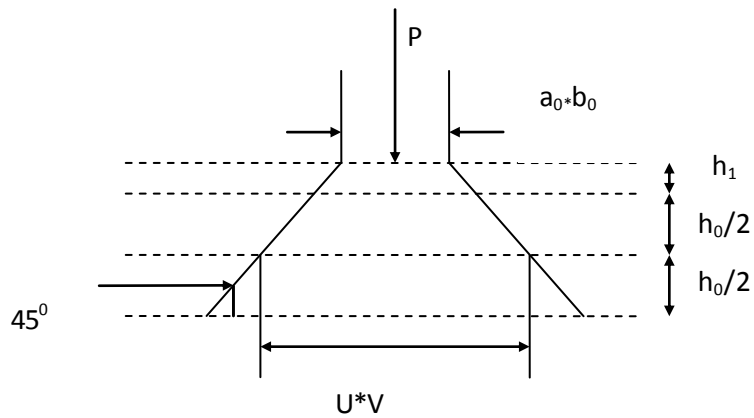
$h_0 = 20 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_1 = 4 \text{ cm}$: revêtement en béton.

$l_x = 2,00$.

$l_y = 2,20$.

l_x et l_y les dimensions du panneau dalle



$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

Avec : $U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Et : $\xi = 1$ (revêtement en béton) $v = 1 \text{ m/s}$ ($a_0 = b_0 = 69 \text{ cm}$)

$$U = 69 + 20 + 2 * 4 = 97 \text{ cm.}$$

$$V = 69 + 20 + 2 * 4 = 97 \text{ cm.}$$

III.8.2.1 Calcul à l'ELU :

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = Pu (M_2 + \nu M_1) \quad \text{avec : } \nu : \text{coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à ELS).}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On } \rho = \frac{160}{180} = 0,88 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{97}{160} = 0,606 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{97}{180} = 0,538$$

En utilisant l'abaque de pigeaut on obtient :

$$M_1 = 0,08828$$

$$M_2 = 0,688$$

$$Pu = 1,35 * 103,3 = 139,45 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 139,45 * 0,08828 = 12,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 139,45 * 0,0688 = 9,59 \text{ KN.m}$$

b) évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$\rho > 0,4 \rightarrow$ la dalle dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0,0476 \quad , \quad \mu_y = 0,7438$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 q$$

$$G = 25 * 0,2 + 22 * 0,04 = 5,88 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow q_u = 9,438 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0476 * 9,438 * (1,6)^2 = 1,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7438 * 1,15 = 0,85 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments:

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,46 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,44 \text{ KN.m}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 13,46 = 11,44 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 10,44 = 8,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 * M_x = 0,3 * 13,4 = 4,038 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage : Le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur et $d = 18 \text{ cm}$

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)
travée	x-x	11.44	0.024	0,03	0.1778	1.85	1.7	4T10 = 3.14
	y-y	8.874	0.019	0.024	0.1782	1.43	1.6	4T10 = 3.14
appui	y-y	4.038	0.008	0.010	0.1792	0.647	1.7	4T10 = 3.14
	x-x							

Ferrailage de la dalle de la salle des machines

e) Vérification au poinçonnement:

On doit vérifier : $P_u \leq 0,045 * U_c * b * f_{c28} / \gamma_b$

Avec : U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (97 + 97) = 388 \text{ cm}$$

$$0,045 * 3,88 * 0,2 * 25 / 1,5 = 582 \text{ KN}$$

Or : $P_u = 1,35 * P = 1,35 * 103,3 = 139,45 \text{ KN} < 582 \text{ KN}$ c'est vérifié.

❖ **Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié.}$$

❖ **les espacements :**

on doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 4 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

f) Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie que :

$$\tau = \frac{P_u}{U_c * d}, \quad \tau = \frac{139,45}{3,88 * 0,18} = 0,199 \text{ Mpa} < 1,25 \text{ Mpa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

g) Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 47,92 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,26 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

III.8.2.2 Vérification à l'ELS :

Evaluation des moments dus au système de levage.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M) \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases}$$

$$M_{x1} = 103,3 (0,08828 + 0,2 * 0,0688) = 10,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 103,3 (0,0688 + 0,2 * 0,08828) = 8,93 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle.

$$\text{On a : } q_s = q + G = 1 + 5,88 = 6,88 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,88 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0476 \quad , \quad \mu_y = 0,7438.$$

$$M_{x2} = 0,0476 * 6,88 * (1,6)^2 = 0,838 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{y2} = 0,7438 * 0,838 = 0,623 \text{ KN.m}$$

a) Les moments en travée et en appuis:

$$M_{tx} = 0,85 (0,838 + 10,54) = 9,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 (0,623 + 8,93) = 8,12 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 * M_x = 3,413 \text{ KN.m}$$

b) Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peu nuisible \rightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.

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

Sens xx :

En travée : $M_{tx} = 9,67 \text{ KN.m}$

$$\frac{b_0 * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.6cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 11701.8cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,67 * 10^{-3}}{7683,73 * 10^{-8}} * 4.6 * 10^{-2} = 3,8MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

d) Etat limite de déformation :

1. $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$
2. $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$
3. $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2,4}{f_e}$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'a pas lieu de vérifier la flèche.

III.8.3 Calcul de deuxième type de dalle : (cas d'une charge répartie)

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 1.1KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88KN/m^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{2.88} = 35.416KN/m^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 41.3KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 41.3 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 57.25KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{1.8} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0476 \times 57.25 \times 1.6^2 \Rightarrow M_0^x = 6.97KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times q_u \times l_y^2 \Rightarrow M_0^y = 0.7438 \times 57.25 \times 1.8^2 \Rightarrow M_0^y = 23.84KNm$$

• Calcul des moments réels

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.924KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 20.264KNm$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.09KNm$

III.8.3.1 Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1 m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d = 18cm$.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{ca}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{ad}(cm^2/ml)$
Travée	x-x	5.924	0.0128	0.016	0.1788	0.95	1.7	4T10=3.14.
	y-y	4.403	0.009	0.011	0.1792	0.706	1.6	4T10=3.14
appui	y-y	2.09	0.0045	0.005	0.1796	0.33	1.7	4T10=3.14
	x-x							

Tab.III. 42 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

a) Vérification à l'E.L.U

a-1) Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20cm$; $b = 100cm$; $\rho = 0.88$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.69cm^2/ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2/ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

a-2) Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

a-3) 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.

$$V_{max} = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 31.8KN \Rightarrow \tau_u = \frac{31.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0.17MPa < 1.25MPa$ Vérifié

b) Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 41.3 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 42.3KN/m^2$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.91KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.85KNm \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_{iser}^x = 0.85 \times M_0^x = 4.41KNm$

Sens y-y' : $M_{iser}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.13KNm$

b-1) Vérification des contraintes

- **Etat limite de compression de béton :**

$$-\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \quad , \quad I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

$$-\sigma_{bc} = M_{ser} * \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Sens x-x : $A_x = 3.14cm^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$; $y = 4.6cm$; $I = 11701.8cm^4$

$$\sigma_{bc} = 2.32MPa \leq \overline{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots c'est \text{vérifier.}$$

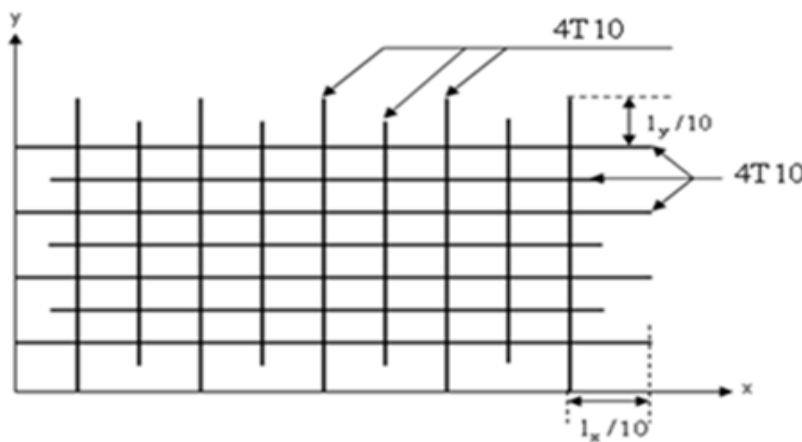
Sens y-y : $A_y = 3.14cm^4$; $b = 100cm$; $d = 18cm$; $y = 4.6cm$; $I = 11701.8cm^4$

$$\sigma_{bc} = 1.73MPa \leq 15MPa \dots\dots\dots c'est \text{vérifier.}$$

b-2) Ferrailage :

On remarque que les sollicitations sont moins défavorables que celles trouvées dans le premier type de dalle donc on opte pour le même ferrailage.

c) Schéma de ferrailage :



FigIII.21 :Schema de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

III.9 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée

Dans le plancher soumis à son Poids propre

(G), à une force latérale due à l'effet

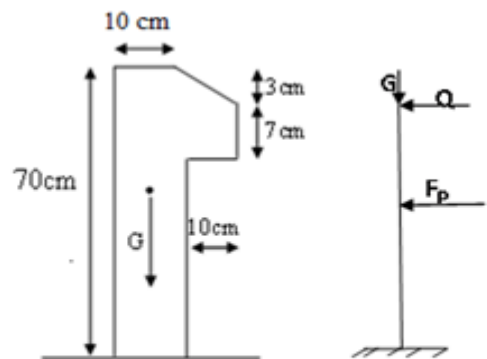
Sismique et une surcharge horizontale (Q)

Due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour

une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considéré nuisible.



FigIII.22 :Vue en plan d'un acrotère

III.9.1 Evaluation des charges

Poids propre

$$S = 10 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 785cm^2$$

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0785 \times 1m \Rightarrow G_1 = 1.96KN$

Poids d'enduit extérieur (ciment: e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.05 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.21KN$

Poids d'enduit intérieur (ciment: e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.28KN$

Le poids total : $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.45KN$

- La charge due à la main courante : $Q=1KN$
- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{(RPA Article 6.2.3)}$$

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

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

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.45 \Rightarrow F_p = 1.176KN$.

III.9.2 Calcul des sollicitations

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

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 6.05cm; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 38.17cm$$

$$N_G = 2.45KN$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.7 \Rightarrow M_Q = 0.7KN.m$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.176 \times 0.3817 \Rightarrow M_{F_p} = 0.448KN.m$$

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.45	3.307	2.45
(M KN.m)	1.148	1.05	0.7

Tableau.III.43 : Combinaison d'action de l'acrotère.

b) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

On a : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.317m; \quad \frac{h}{6} = 0.116m$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

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

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 3cm \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

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

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

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.4m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc: $e_2 = 0.023m$
 $e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.241m$

a. Calcul à l'E.L.U

$N_u = 4.8KN$; $M_u = N_u \times e_1 = 3.307 \times 0.317 \Rightarrow M_u = 1.048KN.m$; $f_{bu} = 14.2MPa$; $\sigma_{st} = 348MPa$
 $h = 10\text{ cm}$; $d = 7\text{ cm}$; $b = 100\text{ cm}$

$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.048 + \left[3.307 \times \left(0.07 - \frac{0.1}{2} \right) \right] \Rightarrow M_{uA} = 1.114KN.m$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.114 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.016) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.020$; $Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.69m$

$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1.114 \times 10^{-3}}{0.69 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.046cm^2$

$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.046 \times 10^{-4} - \frac{3.307 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = -0.0049cm^2$

a-1) Vérification à l'E.L.U

- **La condition de non fragilité**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.84cm^2$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01\text{ cm}^2 / ml$.

- **Armatures de répartition**

$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 3T6 = 1.13cm^2 / ml$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25\text{ cm}$. On adopte $S_t = 30\text{ cm}$.

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 70/3 = 23.33\text{ cm}$. On adopte $S_t = 20\text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement** : L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq 2.5MPa$

$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.176 + 1 \Rightarrow V_u = 2.176\text{ KN}$.

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.176 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.031MPa \Rightarrow$

- **Vérification de l'adhérence** : $\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$ **RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043\text{ cm}$

$\zeta_{es} = 2.176 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.07 \times 10.0043) \rightarrow \zeta_{es} = 0.343\text{ MPa}$

$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83MPa$

(RPA Article. A.6.1, 21)

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83MPa \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

a) Vérification à l'ELS

$d = 0.07\text{ m}$; $N_{ser} = 2.45KN$; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.7KN.m$; $\eta = 1.6$ pour les HR

a-2) Vérification des contraintes : $\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu$; $\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu$;

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240MPa$$

- **Position de l'axe neutre :** $c = d - e_1$

- e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.
- $e_1 = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.7/2.45) + (0.07 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.30\text{ m}$.
- $e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\rightarrow c = 0.07 - 0.30 \Rightarrow c = -0.23\text{ m}$.
- $c = -0.22\text{ m}$; $y_{ser} = y_c + c$; $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

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

$$P = -3 \times (-0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.07 + 0.23}{1} \Rightarrow P = -0.065m^2$$

$$q = -2 \times (-0.22)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.22)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0079m^3$$

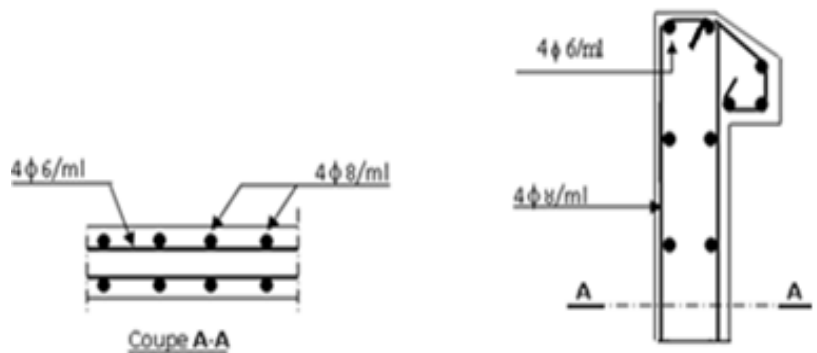
En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 302 \Rightarrow y_{ser} = 0.152\text{ m}$.

- **Calcul des contraintes :**

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{ser})^2 = 0.0011m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 0.09MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.09 < 15MPa \text{ vérifiée}$$



FigIII.23 :Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.10 CONCLUSION :

Dans ce chapitre ,il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des plancher a corps creux .Ce choix s'est fait en respectant le critère de la petite porté et celui de la continuité .cette disposition a donné naissance a la plusieurs types de poutrelle .ces derniers ont été étudié et donc ferrailé.

Nous avons deux types d'escaliers, le premier type est a deux volées le deuxième type a un seul volée .ces deux types ont été étudié et ferrailé.

Nous avons utilisées des dalles pleines pour les balcons, ce dernier a été étudié et ferrailé. L'ascenseur et l'acrotère ont aussi fait l'objet de ce chapitre.

IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.11**

IV.2) Méthodes de calcul : Le **RPA99** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique : -La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV-2-1) Méthode statique équivalente

a. Principe : Selon RPA99.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encadrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2).**

c. Calcul de la force sismique totale : La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

.....RPA99.Art (4.2.3)

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

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

$$\text{Zone sismique : IIa} \Rightarrow A = 0,15.$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA (99 v 2003) en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **RPA (Formule 4-4)**

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (RPA 99).

'' Critère q ''	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités Pq

Donc : $Q_y = 1,20$; $Q_x = 1,25$

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^9 W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation.

$\beta = 0.3 \rightarrow$ usage commercial

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

d) Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

- 1- $T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4}$ RPA 99 (Art .4.2.4).
- 2- $T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$ RPA (Formule 4-7)
- 3- Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$
- 4- $h_N = 42.52$ m: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- 5- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.
- 6- $\Rightarrow C_T = 0,05$ RPA (tableau 4.6)

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

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où : $T_1 = 0.832$ s.

Sens(x) : $D' = 19.40$ m $\Rightarrow T_2 = 0.806$ s

Sens(y) : $D' = 18.65$ m $\Rightarrow T_2 = 0.822$ s

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (42.52)^{3/4} = 0.832$$
s

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D'}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.868 \\ T_y = 0.886 \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; 0.5) = 0.5 > T_2 = 0.5$$

$$T_y = \min(T_y; 0.5) = 0.5 > T_2 = 0.5$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.832} \right)^{2/3} = 1.459 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.832} \right)^{2/3} = 1.459 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_s = 1.3 \times 0.832 = 1.086 \\ T_s = 1.3 \times 0.832 = 1.086s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.459 \times 1.25}{5} \times 56705.87 = 3102.519KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.459 \times 1.20}{5} \times 56705.87 = 2978.419KN$$

IV-2-2) Les méthodes dynamiques

✓ **Méthode d'analyse modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tout 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.

a. principe

Il est recherché par cette méthode 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

b. les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

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. Caractéristiques géométriques de la structure

	Niveau	A_i (m ²)	W_G (KN)	W_Q (KN)	W_i (KN)
RDC	3.06	373.31	53837.93	9559.8	56705.87
Etage 1	7.14	373.31	47247.02	7825.97	49594.811
Etage 2	10.04	405.821	45780.41	5780.88	47514.67
Etage 3	12.92	405.821	40100.27	5020.27	41104.32
Etage 4	15.98	405.821	28981.37	4406.34	29862.63
Etage 5	18.7	405.821	25259.56	3862.04	26031..96
Etage 6	21.59	405.821	21783.03	3343.89	22451.80
Etage 7	24.48	405.821	18403.69	2813.52	22451.80
Etage 8	27.37	421.135	15082.90	2307.67	18966.39
Etage 9	30.26	421.135	11819.92	1777.31	15544.43
Etage 10	33.15	421.135	8615.46	1271.46	12175.38
Etage 11	36.04	421.135	5458.68	741.10	5606.9
Etage 12	38.93	421.135	2360.44	235.25	2407.49

Tableau IV.2 : Calcul des poids des planchers

Avec : A_i : Surface du plancher au niveau i .

W_G : poids permanent de l'étage.

W_Q : Poids d'exploitation de l'étage.

$$W_i = W_G + \beta W_Q$$

$$\begin{cases} W_G = 53837.93 \text{KN} \\ W_Q = 9556.8 \text{KN} \end{cases} \Rightarrow W = 56705.87 \text{KN}$$

Remarque : Le poids des éléments structuraux sera exclu (portiques et voiles et les planchers), parce que le logiciel SAP2000 le prend en considération par défaut.

IV.5. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

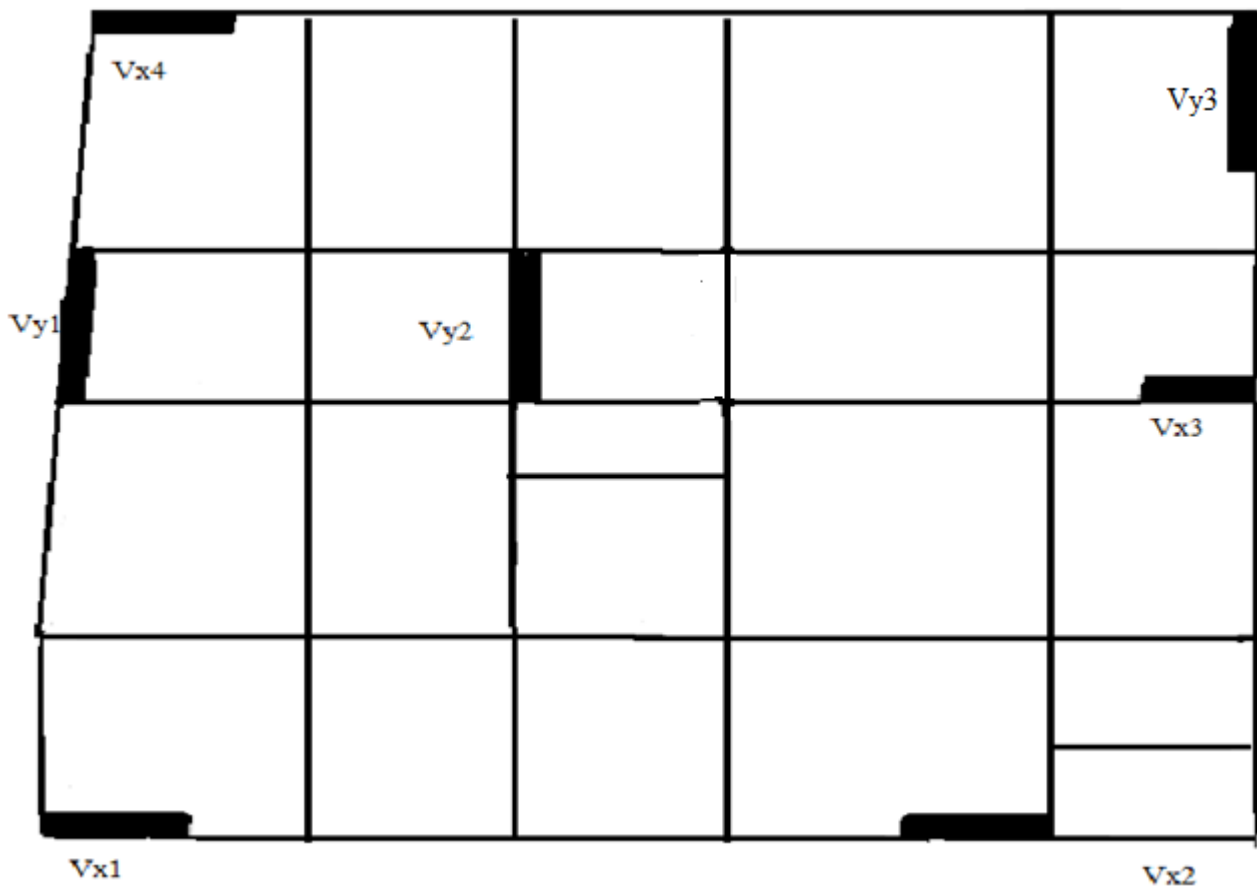


Fig IV .1 Disposition des voiles

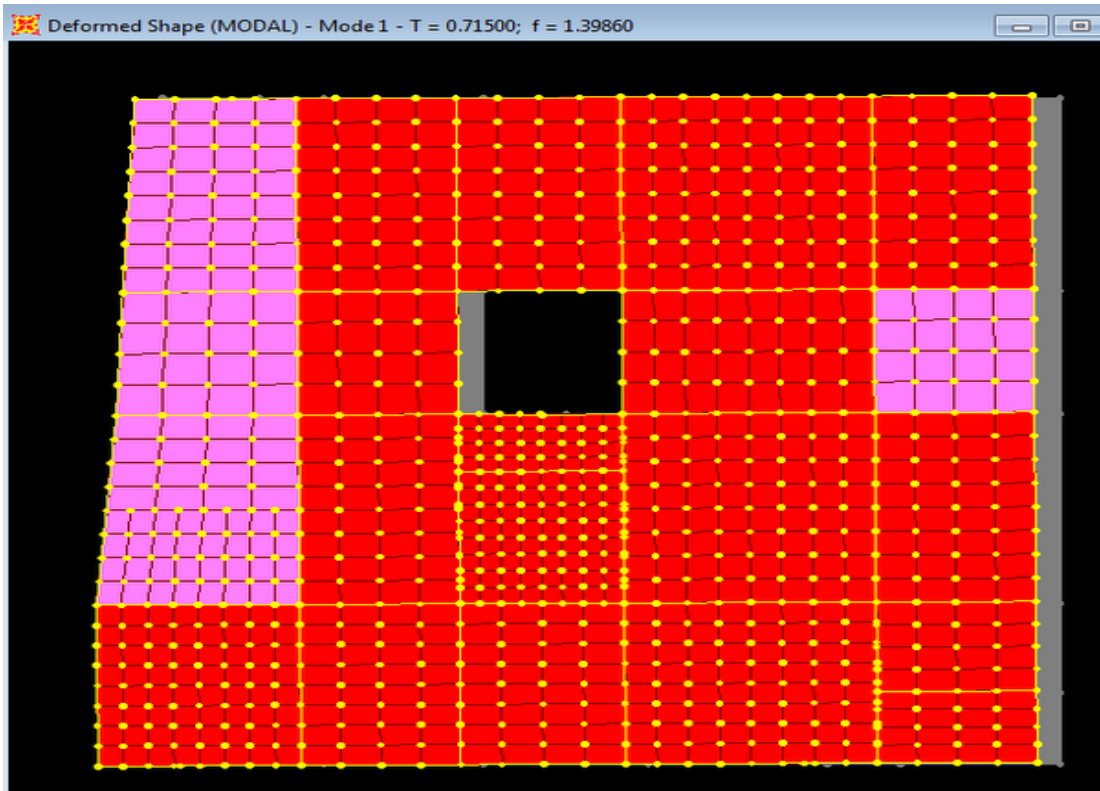
Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%.
Est ce pour plus de précisions, le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

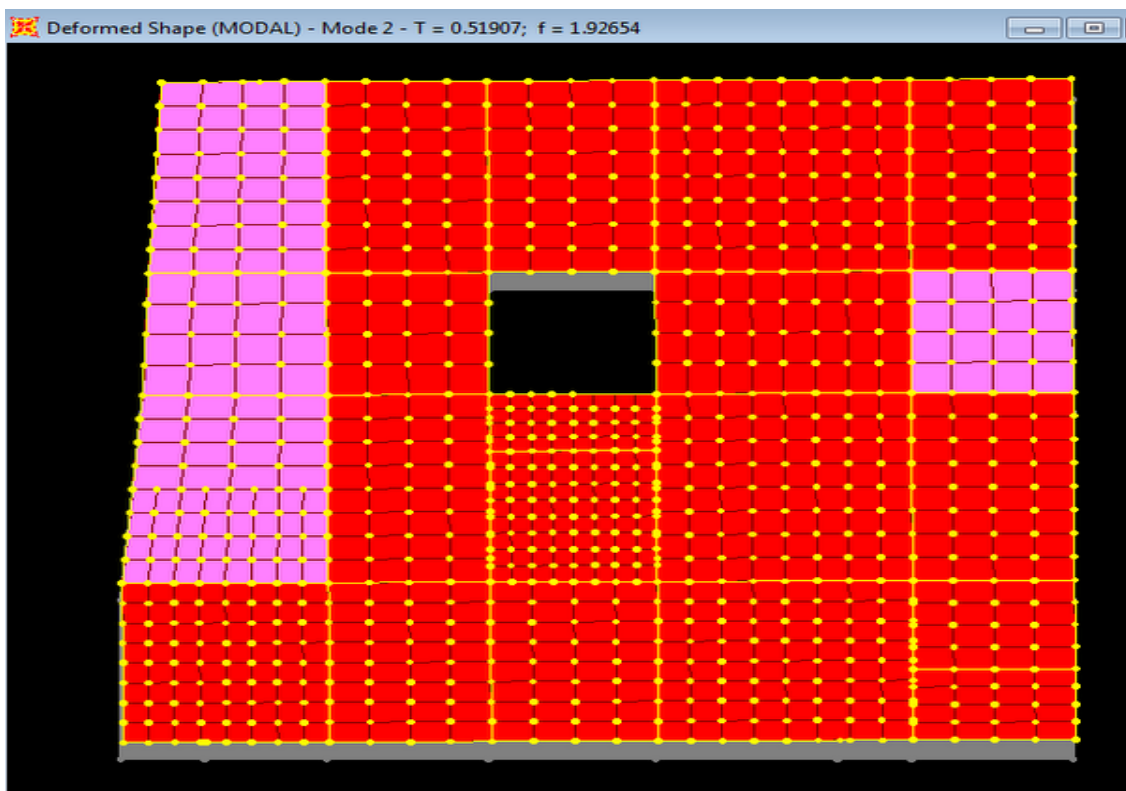
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.715003	0.67236	0.00004558	8.097E-07	0.67236	0.00004558	8.097E-07
MODAL	Mode	2	0.519065	0.00002286	0.65994	0.00013	0.67238	0.65998	0.00013
MODAL	Mode	3	0.499801	0.00595	0.0135	0.000000471	0.67833	0.67349	0.00013
MODAL	Mode	4	0.260302	0.15345	0.00009632	0.00017	0.83178	0.67358	0.00029
MODAL	Mode	5	0.183699	0.00188	0.06257	0.000019	0.83367	0.73616	0.00031
MODAL	Mode	6	0.166048	0.00123	0.1112	1.989E-08	0.8349	0.84736	0.00031
MODAL	Mode	7	0.147787	0.0546	0.00023	0.00001272	0.8895	0.8476	0.00032
MODAL	Mode	8	0.090514	0.07365	0.00001826	0.00085	0.96314	0.84761	0.00117
MODAL	Mode	9	0.086367	1.047E-13	0.10076	0.00001999	0.96314	0.94837	0.00119

➤ Représentation graphique des trois premiers modes :

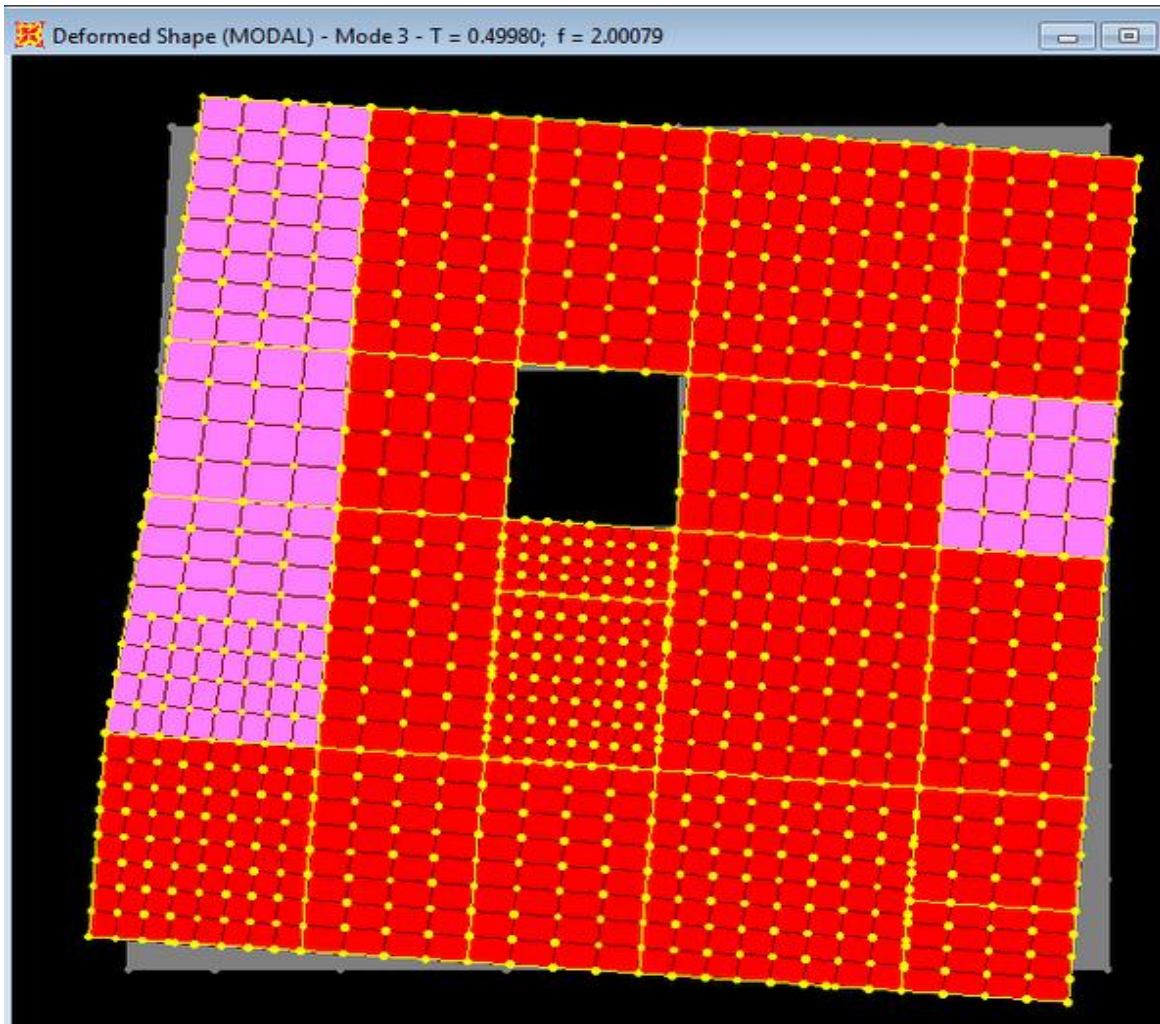
a) premier mode dans le sens X :



b) deuxième mode dans le sens Y :



c) troisième mode dans le sens Z :



IV.6 Analyse des résultats

La participation modale du premier mode suivant la direction y est prépondérante ($U_y=94.83\%$), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction x ($U_x=96.31\%$). On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majore de 30 %

$$(T_y=0.519s \leq T_{S_y}=1.02s; \quad T_x=0.715s \leq T_{S_x}=1.02s)$$

a) Justification de l'interaction voiles portiques

• **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage}$$

des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
Sous sol	46244.27	3671.27	92.64	7.36
RDC	45566.07	2833.55	94.14	5.86
1 ^{er} étage	36593.24	5175.67	87.60	12.40
2 ^{ème} étage	32275.41	4858.24	86.91	13.09
3 ^{ème} étage	28492.75	4591.19	86.12	13.88
4 ^{ème} étage	24705.71	5129.40	82.80	17.20
5 ^{ème} étage	21597.75	4406.64	83.05	16.95
6 ^{ème} étage	17555.85	3850.25	82.01	17.99
7 ^{ème} étage	15411.45	3559.04	81.23	18.77
8 ^{ème} étage	12410.28	3000.54	80.52	19.48
9 ^{ème} étage	9632.58	2300.89	80.07	19.93
10 ^{ème} étage	6870.70	1787.39	79.35	20.65
11 ^{ème} étage	4310.95	1300.06	76.83	23.17
12 ^{ème} étage	1846.82	566.66	76.46	23.54

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

• **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tout les étages sauf s les trois derniers étages.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)
Sous sol	420.95	1169.73	26.46	73.54	445.58	1198.99	27.09	72.91
RDC	727.724	763.367	48.80	51.20	563.255	850.686	39.83	60.17
1 ^{er} étage	763.258	755.958	50.24	49.76	434.16	1008.871	30.08	69.92
2 ^{ème} étage	938.211	595.864	61.15	38.85	536.518	845.717	38.81	61.19
3 ^{ème} étage	865.565	544.153	61.39	38.61	510.092	675.544	43.05	56.95
4 ^{ème} étage	898.641	424.759	67.90	32.10	561.262	619.623	47.52	52.48
5 ^{ème} étage	893.234	208.089	81.10	18.90	543.242	489.713	52.59	47.41
6 ^{ème} étage	608.067	281.402	68.36	31.64	438.369	373.91	53.96	46.04
7 ^{ème} étage	476.485	202.386	70.18	29.82	384.133	254.103	60.18	39.82
8 ^{ème} étage	305.422	175.846	63.46	36.54	260.256	196.762	56.94	43.06
9 ^{ème} étage	339.360	87.111	79.57	20.43	298.225	91.993	76.42	23.58
10 ^{ème} étage	321.250	79.36	80.19	19.81	239.468	89.763	72.730	27.26
11 ^{ème} étage	289.221	75.5	79.30	20.7	208.246	68.745	75.18	24.82
12 ^{ème} étage	250.302	69.45	78.27	21.72	157.827	56.873	72.617	27.38

Tableau IV.4. Charges horizontal reprises par les portiques et voiles.

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

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 : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$ **RPA 99 (Article 7.1.3.3)**

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Bc : L'aire brute du poteau.

Niv	TYP	Nd(KN)	A(m²)	V	remarque
S-sol +RDC	(70*60)	3086.45	0.42	0.29	vérifiée
1 +2+3 ^{er} étage	(65*55)	2314.27	0.36	0.26	vérifiée
4 +5+6 ^{er} étage	(60*50)	1731.31	0.3	0.23	vérifiée
7 +8+9 ^{er} étage	(55*45)	942.25	0.25	0.15	vérifiée
10 +11 ^{er} étage	(50*40)	579.78	0.2	0.11	vérifiée
12 ^{er} étage	(45*35)	235.72	0.16	0.06	vérifiée

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

d) Vérification vis à vis des déformations

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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA (Formule 4-19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 (Art. 5.10)

h_k : Étant la hauteur de l'étage

	Niveaux	Sens xx						Sens yy				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
12 ^{ème} étage	38.93	1.250	6.25	5.98	0.27	2.89	0.009	0.906	4.5	4.2	0.3	0.10
11 ^{ème} étage	36.04	1.196	5.98	5.60	0.38	2.89	0.13	0.840	4.2	3.85	0.35	0.12
10 ^{ème} étage	33.15	1.120	5.60	5.1	0.5	2.89	0.17	0.770	3.85	3.45	0.4	0.13
9 ^{ème} étage	30.26	1.020	5.1	4.6	0.5	2.89	0.17	0.69	3.45	3.05	0.4	0.13
8 ^{ème} étage	27.37	0.920	4.6	4.05	0.55	2.89	0.19	0.61	3.05	2.65	0.6	0.20
7 ^{ème} étage	24.48	0.810	4.05	3.45	0.6	2.89	0.20	0.53	2.65	2.25	0.4	0.13
6 ^{ème} étage	21.59	0.690	3.45	2.8	0.65	2.89	0.22	0.45	2.25	1.8	0.45	0.15
5 ^{ème} étage	18.7	0.560	2.8	2.2	0.6	2.89	0.20	0.36	1.8	1.4	0.4	0.13
4 ^{ème} étage	15.81	0.44	2.2	1.650	0.55	2.89	0.19	0.28	1.4	1	0.4	0.13
3 ^{ème} étage	12.92	0.330	1.65	1.15	0.5	2.89	0.17	0.21	1	0.7	0.3	0.10
2 ^{ème} étage	10.03	0.230	1.15	0.65	0.5	2.89	0.17	0.14	0.7	0.4	0.3	0.10
1 ^{ème} étage	7.14	0.130	0.65	0.3	0.35	2.89	0.12	0.08	0.4	0.2	0.2	0.06
RDC	3.06	0.060	0.3	0.3	0.3	4.08	0.07	0.04	0.2	0.04	0.2	0.04
s-sol	0.00	0.030	0.15	0	0.15	3.06	0.04	0.01	0.04	0	0.04	0.01

Tableau IV.6. Vérification des déplacements.

▪ **Analyse des résultats**

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

$$Sens(x) : \Delta_{k\max} = 0.65\text{cm} < 1\% \times h_e = 2.89\text{cm}$$

$$Sens(y) : \Delta_{k\max} = 0.6\text{cm} < 1\% \times h_e = 2.89\text{cm}$$

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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \textbf{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ **RPA99/2003(Article 5.9)**

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.

	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)
12 ^{ème} étage	41.82	2.89	0	0.27	150.53	0	0.3	199.33	0
11 ^{ème} étage	38.93	2.89	2407.49	0.38	301.91	0.01	0.35	402.54	0.007
10 ^{ème} étage	36.04	2.89	5606.9	0.5	662.34	0.014	0.4	787.96	0.009

9 ^{ème} étage	33.15	2.89	8869.75	0.5	897.17	0.017	0.4	1035.11	0.011
8 ^{ème} étage	30.26	2.89	12175.38	0.55	1137.59	0.020	0.6	1372.07	0.018
7 ^{ème} étage	27.37	2.89	15544.43	0.6	1345.85	0.023	0.4	1624.53	0.013
6 ^{ème} étage	24.48	2.89	18966.39	0.65	1529.75	0.027	0.45	1858.81	0.015
5 ^{ème} étage	21.59	2.89	22451.80	0.6	1556.06	0.029	0.4	1879.94	0.016
4 ^{ème} étage	18.7	2.89	26031.96	0.55	1836.79	0.026	0.4	2268.15	0.015
3 ^{ème} étage	15.81	2.89	29862.63	0.5	1985.77	0.025	0.3	2441.13	0.012
2 ^{ème} étage	12.92	2.89	41104.32	0.5	2055.11	0.034	0.3	2364.72	0.018
1 ^{ème} étage	10.03	2.89	47514.67	0.35	2148.92	0.026	0.2	2404.54	0.013
RDC	7.14	4.08	49594.811	0.3	2231.42	0.016	0.2	2469.38	0.009
S -sol	3.06	3.06	56705.87	0.15	2407.94	0.01	0.04	2780.34	0.002

Tableau IV.7. Vérification a L' effet P- Δ .

■ Analyse des résultats

On remarque d'après les résultat obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

f) Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l' Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)
Sens xx	3102.519	2045.42	2578.78
Sens yy	2978.419	1960.2	2996.38

Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces

■ Analyse des résultats

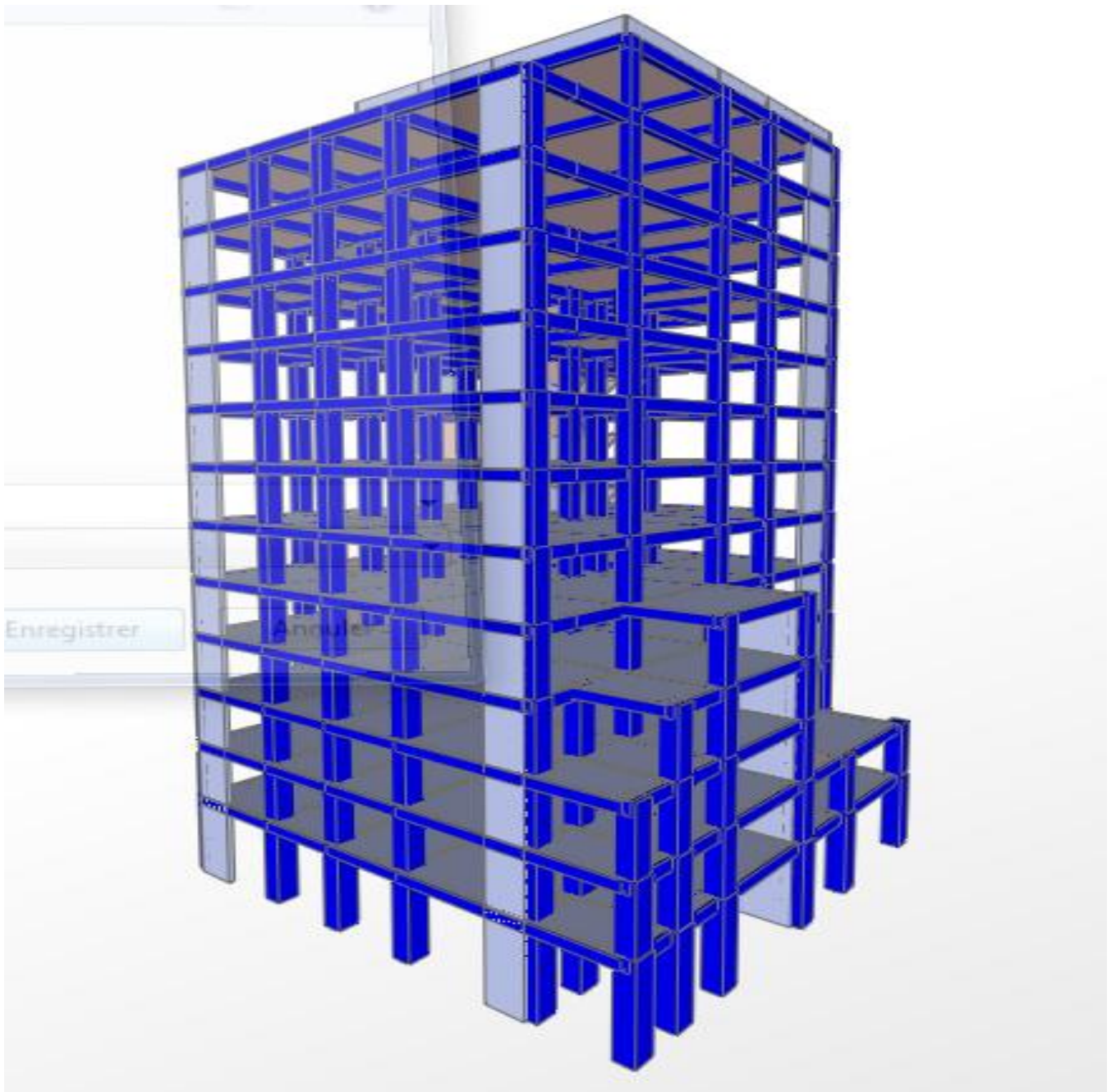
$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.}$$

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000

IV.7. Conclusion

Au travers de l'étude dynamique de notre structure, nous avons conclu ce qui suit :

- la disposition des voiles est rendue difficile par les contraintes architecturales.
- Nous avons augmenté les sections des poteaux afin de satisfaire l'effort normal réduit.
- l'interaction vertical voile portique n'est vérifiée que pour les 9 premiers niveaux
- pour la disposition des voiles adoptés, les déplacements horizontaux trouvés grâce au sap2000 vérifiant les conditions RPA
- l'effet P- Δ est conforme un règlement RPA 99V2003.



V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- | | | |
|-------------------|----------------|---------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ | |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ | |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone IIa-
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure V.1**

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

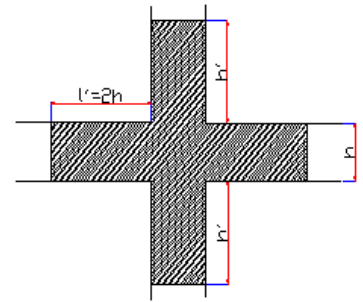


Fig. V.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol+RDC	70*60	33.6	168	252
1+2+3 ^{eme} étage	65*55	28.6	143	234
4+5+6 ^{eme} étage	60*50	24	120	180
7+8+9 ^{eme} étage	55*45	19.8	99	148.5
10+11 ^{eme} étage	50*40	16	80	120
12 ^{eme} étage	45*35	12.6	63	94.5

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale $t \leq \text{Min}(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante $t' \leq 15 \phi_l$ en zone II_b et III

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Ferrailage des poteaux : Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « **start design /check of structure** ».

a)- Armatures longitudinales

Niveau	Section (cm ²)	A _{calcul} Sap2000 (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous sol+ RDC	70*60	21.60	33.6	12HA20=37.7
1+2+3 ^{ème} étage	65*55	16.80	28.6	4HA20+8HA16=28.65
4+5+6 ^{ème} étage	60*50	12.60	24	4HA20+8HA16=28.65
7+8+9 ^{ème} étage	55*45	10.72	19.8	12HA16=24.13
10+11 ^{ème} étage	50*40	7.42	16	4HA16+8HA14=20.36
12 ^{ème} étage	45*35	6.88	12.6	12HA14=18.47

Tableau V.2. Armatures longitudinales

b) Section des armatures transversales

Niveau	S_sol RDC	1+2+3 ^{eme} étage	4+5+6 ^{eme} étage	7+8+9 ^{eme} étage	10+11 ^{eme} étage	12 ^{eme} étage
Section (cm)	70*60	65*55	60*50	55*45	50*40	45*35
ϕ_l^{\max} (cm)	2.5	2.5	2	2	2	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	2.5	2	2	1.6	1.4	1.6
l_f (cm)	2.85	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02
λ_g	4.07	3.10	3.36	3.67	4.04	4.48
V_u (KN)	117.94	72.19	52.17	76.19	38.15	22.98
l_r (cm)	100	100	80	80	80	64
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	2.71	2.34	1.69	2.47	1.23	0.75
A^t_{\min} (cm ²) Zone nodale	3.85	3.57	3.3	3.02	2.75	2.47
A^t_{\min} (cm ²) Zone	5.77	5.36	4.95	4.53	4.12	3.71
$A^t_{\text{adoptée}}$ (cm)	6.79	6.79	6.79	4.71	4.71	4.71
Les barres	3	3	3	3	3	3

Tableau V.3. Armature transversales

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_l \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

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.

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$l_f = 0.7 \times l_0$ (Longueur de flambement).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad \text{(Rayon de giration).}$$

D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

On a $N_u^{\max} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	Br (m ²)	N_u (KN)	N_u^{\max} (KN)
S-sol+RDC	4.08	2.85	0.20	14.25	0.822	37.7	0.394	4289.61	7161.52
1+2+3 ^{ème} étages	2.89	2.02	0.18	11.22	0.832	28.65	0.334	2586.5	5975.18
4+5+6 ^{ème} étage	2.89	2.02	0.17	11.88	0.830	28.65	0.278	1904.44	5112.36
7+8+9 ^{ème} étage	2.89	2.02	0.15	13.46	0.825	24.13	0.227	1308.51	4160.48
10+11 ^{ème} étage	2.89	2.02	0.14	14.42	0.822	20.36	0.182	636.74	3346.84
12 ^{ème} étage	2.89	2.02	0.13	15.53	0.817	18.47	0.142	234.02	2673.27

Tableau V.4 . Justification de l'effort normal réduit.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{\max} < N_u$

b) 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 :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } 0. v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \text{ et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

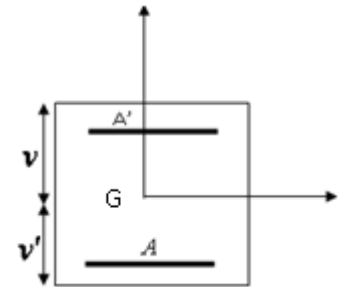


Fig. V.2: Section du poteau

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
S-sol+ RDC	63	39.27	38.44	31.56	0.021	2155.10	21.57	5.52	vérifier
1+2+3 ^e étages	58.5	32.20	35.71	29.29	0.015	1896.82	17.33	5.71	vérifier
4+5+6 ^e étages	54	25.13	32.67	27.33	0.012	1386.19	18.67	5.12	vérifier
7+8+9 ^e me étages	49.5	20.61	29.94	25.06	0.0075	955.32	27.65	4.96	vérifier
10+11 ^e me étage	45	18.72	27.46	22.54	0.0051	465.24	19.73	3.38	vérifier
12 ^e me étage	40.5	16.08	24.89	20.11	0.0033	172.58	4.60	1.44	vérifier

Tableau V.5 . justification des contraintes

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Niveau	sectio n	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d(c m)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observ
S- sol+RDC	70*60	2.85	14.25	0.04	54	117.94	0.312	1	vérifier
1+2+3 ^{ème} étages	65×55	2.02	11.22	0.04	49.5	72.2	0.224	1	vérifier
4+5+6 ^{ème} , étages(P3)	60×50	2.02	11.88	0.04	45	52.17	0.193	1	vérifier
7+8+9 ^{ème} , étages	55×45	2.02	13.46	0.04	40.5	76.2	0.342	1	vérifier
10 ^{ème} +11 ^é me étage	50*40	2.02	14.42	0.04	36	38.15	0.211	1	vérifier
12 ^{ème} étage	45*35	2.02	15.53	0.04	31.5	22.98	0.378	1	

Tableau V.6 . Vérification des contraintes tangentielles

V.2.4. Disposition constructive des poteaux

▪ **Longueurs de recouvrement**

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \cdot \Phi$ en zone II

$\Phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 25 = 100\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 100\text{cm}$

$\Phi = 2\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 80\text{cm}$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

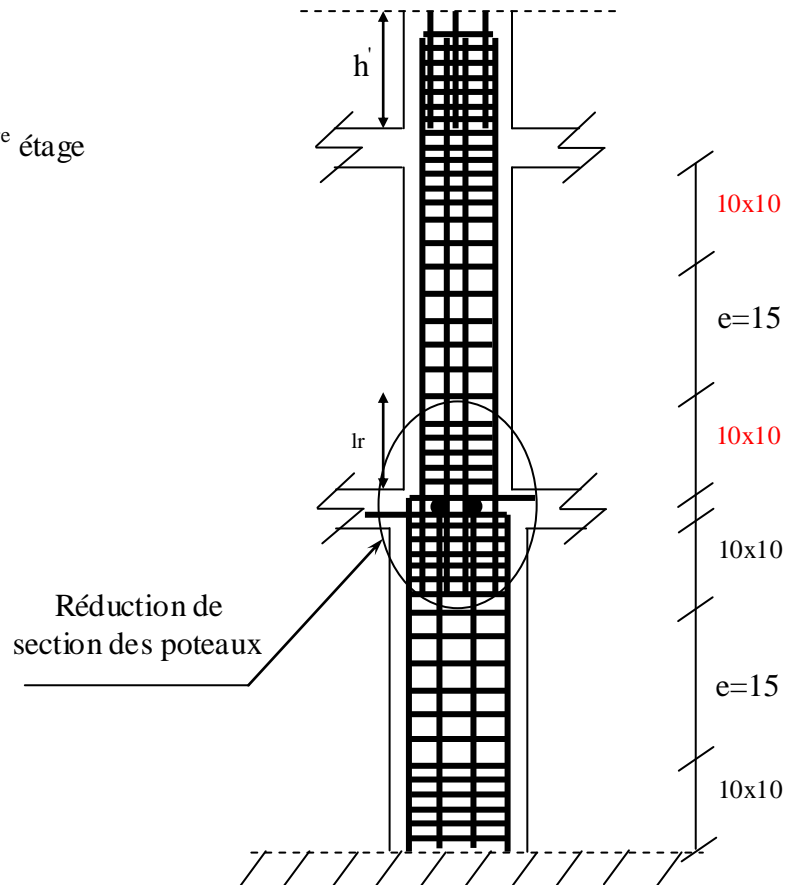
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

- On opte $h' = 70$ cm pour sous sol , RDC et 1^{ère} étage

$h' = 60$ cm pour tout les étages



V-2-5 Le schéma de ferrailage des poteaux :

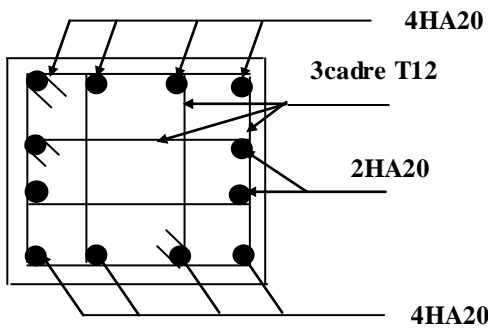


Schéma de ferrailage des poteaux du sous sol et RDC

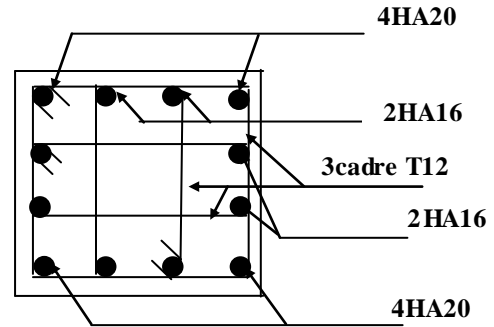


Schéma de ferrailage des poteaux du 1+2+3+et4+5+6^{ème} étage.

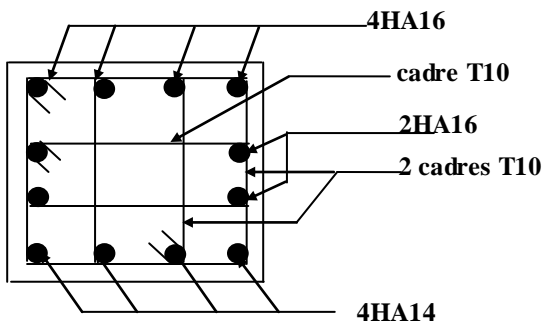


Schéma de ferrailage des poteaux 7+8+9^{ème} étage.

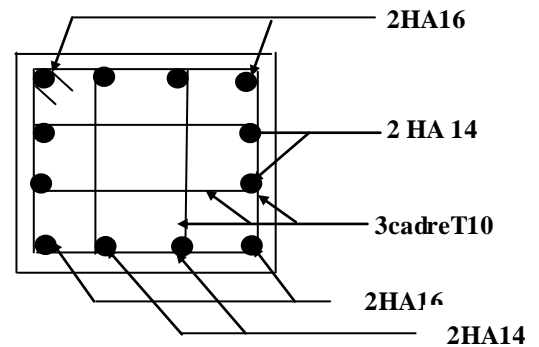


Schéma de ferrailage des poteaux 10+11^{ème} étage.

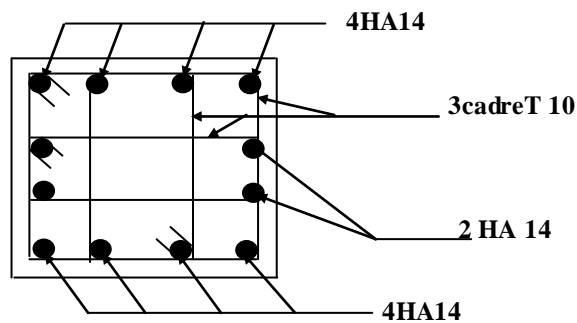


Schéma de ferrailage des poteaux 12^{ème} étage.

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le RPA en zone II. A.

V.3.1.Recommandation du RPA 99**1-Ferraillage****a) Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.)**

b) -Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\% b \times h$ En zone courante.

- $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.4, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

-Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu' au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

a) Les armatures transversales : RPA 99 (art 7.5.2.2)

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.Ferraillages des poutres

Le ferraillage adopté doit respecter les exigences du **RPA**.

1. Sollicitations de calculs

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
Sous sol , RDC 1 ^{ère} étage	96.43	267.29	220.156	23.17	36.64	41.51
De 2 à 12 ^{ème} étage	36.65	95.65	132.11	31.55	27.91	29.53

Tableau V.7. les sollicitations les plus défavorables.

2. Ferraillage longitudinal

Le ferraillage longitudinal de calcul est celui obtenu par le logiciel **SAP2000**.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A _{cal} SAP2000 (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	Nbr de barres
S-sol+ RDC	Principale	30×45	Appuis	6.52	6.75	54	12.06	6HA16
			Travée	4.61	6.75	54	10.65	3HA16+3HA14
	secondaire	30×40	Appuis	8.40	6	48	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	4.91	6	48	10.65	3HA16+3HA14
1 ^{ère} étages au 12 ^{ème} étage	Principale	30×45	Appuis	5.10	6.75	54	9.42	3HA16+3HA12
			Travée	4.53	6.75	54	9.42	3HA16+3HA12
	secondaire	30×40	Appuis	7.85	6	48	9.24	6HA14
			Travée	4.55	6	48	9.24	6HA14

Tableau V.8. Ferraillage longitudinal

▪ **Longueurs de recouvrement**

$L_r > 40\varnothing_L$

$-\varnothing = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 70 \text{ cm}$.

$-\varnothing = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$.

$-\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$.

3 .Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

3.1. Poutres principales

$\phi_t < \min(12.8; 35; 12) \text{ mm}$, donc on prend $\phi_t < 12\text{mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 10$ d'où $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$.

3.2. Poutres secondaires

$\phi_t < \min(11.4; 30; 12) \text{ mm}$, donc on prend $\phi_t < 11.4\text{mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 10$ d'où $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$.

4.Espacement S_t d'armatures transversales :

4.1.Selon le BAEL91 (Article H.III.3)

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}); \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 104.66\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 30.62\text{cm} \end{array} \right.$$

4.2.Selon RPA99

Zone nodale : $S_t < \min(h/4, 12\phi_{\min}, 30\text{cm}) = 11.25\text{cm}$ soit $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t < h/2 = 22.5\text{cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$

5.Vérification des sections d'armatures transversales

$A_t > 0,003 \times S_t \times b$.

$A_t (=3.14\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.57\text{cm}^2$Verifier

V.3.3. Vérifications [BAEL91]

a)Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.55\text{cm}^2$$

2-Contrainte tangentielle maximale

2.1) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25MPa$.

	poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Sous sol ,RDC et 1 ^{ère} étage	Poutres principales	220.156	1.74	3.25	Vérifiée
	Poutres secondaires	61.51	0.37	3.25	Vérifiée
2 ^{ème} à 12 ^{ème} étage	Poutres principales	132.11	1.05	3.25	Vérifiée
	Poutres secondaires	49.53	0.266	3.25	Vérifiée

Tableau V.9 . Vérification des contraintes tangentielles.

2.2) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

-Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$.

-Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots\dots\dots(2)$.

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

	Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Sous sol ,RDC et 1 ^{ère} étage	Principale	12.06	220.156	167.3	6.3	5.55	Vérifiée
	Secondaires	10.65	61.51	46.64	1.76	2	Vérifiée
2 ^{ème} étage à 12 ^{ème}	Principale	9.42	132.11	95.65	3.8	3	Vérifiée
	Secondaires	9.24	49.53	38.11	1.42	1.62	Vérifiée

Tableau V.10 . Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

b- Vérification à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Poutres	Localisation	Mser(KNm)	I(m ⁴)	Y(m)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	110.09	0.0028	0.2933	11.53	vérifier
	Travées	67.35	0.0023	0.27	7.9	vérifier
Poutres secondaires	Appuis	26.61	0.001	0.24	6.38	vérifier
	Travées	15.49	0.0014	0.23	2.54	vérifier

Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression.

2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

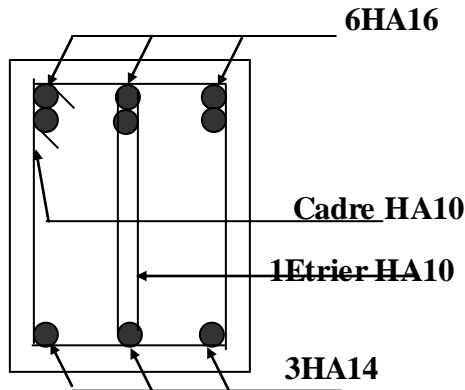
		S (cm ²)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
S-sol, RDC et 1 ^{ère} étage	PP	45*30	12.06	0.083	0.075	0.009	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier
	PS	40*30	10.65	0.076	0.075	0.009	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier
De 2 à 12 ^{ème} étage	PP	45*30	9.42	0.083	0.075	0.007	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier
	PS	40*30	9.24	0.076	0.075	0.008	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau V.12. Vérification de déformation.

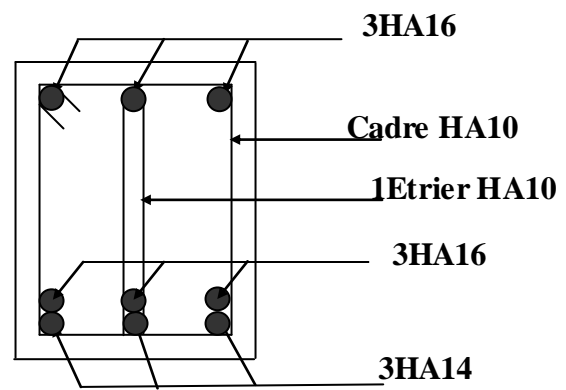
V.3.4. Schéma de ferrailage des Poutres

Pour les étages commerciales (S-sol RDC et 1^{ère} étage)

Poutres principales:

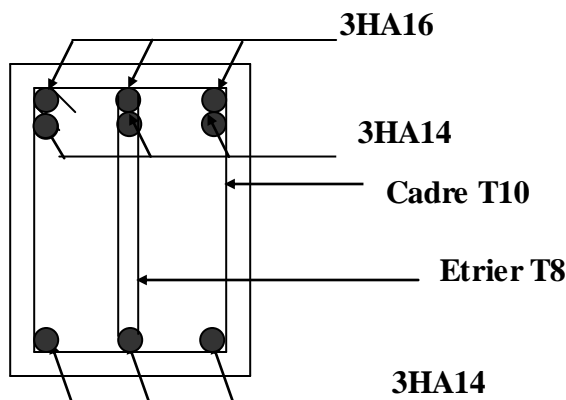


En appuis

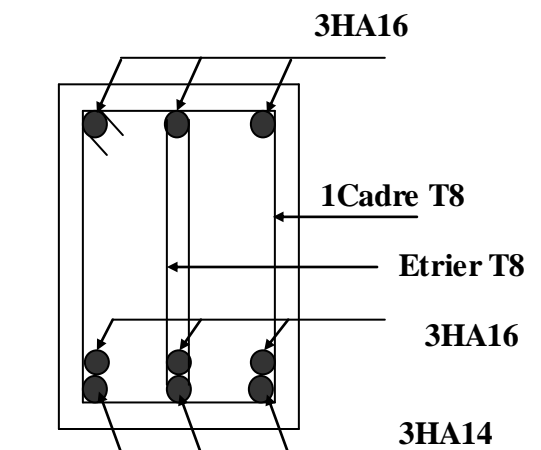


En travée

Poutre secondaire



En appuis



En travée

V-5. Etude des voiles

V.5.1. Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.



Figure V.3. Voile simple

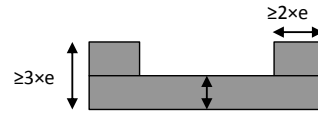


Figure V.4. Voile composé

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

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 les modes de ruptures cités ci-dessus 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

V.5.2.Recommandation du RPA99

a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement S_{est} inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

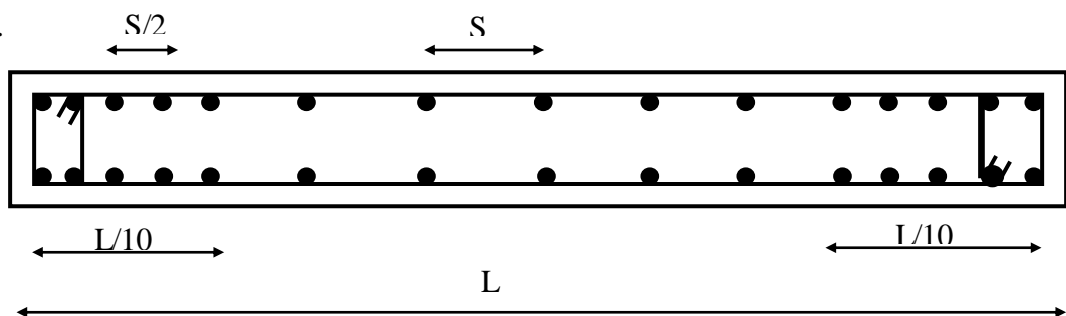


Figure V.5: Disposition des armatures verticales (vue en plan)

b. Armatures horizontales :

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10\emptyset$.

c. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

d. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 * \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à 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 :
 $A_{\min} = 0.15\%$ Section globale du voile.
 $A_{\min} = 0.10\%$ Zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a, 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < a/10$ en zone courante.
- Longueur de recouvrement :
 - $L_r = 40\emptyset$ en zone qui peut être tendue.
 - $L_r = 20\emptyset$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

V. 5. 4 Le ferrailage :**➤ Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e*L) comme indiquée sur la figure (V-3-4)

. La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99**.

➤ Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

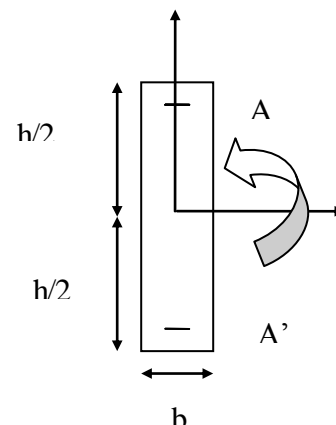


Figure V. 6 : Section de ferrailage.

$$\frac{A_t}{b * S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 * f_{ij} * k}{0.9 * \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

A_v^{\min}/voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet. $A_v^{\min} = 0.15\% b * L$.

$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$: Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_h^{\min} : section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15bh$.

$A_h^{\text{calculé}}$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).

$A_h^{\text{adopté}}/\text{ml}$: section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

N^{bre}/ml : nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

V-5-5- Vérification à l'effort tranchant : selon l'article 7.7.2. du RPA 99

$$\tau_{\text{adm}} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 . d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile}$$

a) Voiles parallèles à xx'

	Voile V _{x1}		Voile V _{x2}		Voile V _{x3}		Voile V _{x4}	
	S-SOL RDC	Etage 1→12	S -SOL RDC	Etage 1→12	S- sol RDC	Etage 1→12	S-sol RDC	Etage 1→12
L(m)	1.7	1.7	1.5	1.5	3.3	3.3	2	2
e(m)	0.25	0.20	0.25	0.20	0.25	0.20	0.25	0.20
M (KN.m)	390.29	13.81	208.37	88.45	71.59	81.98	186.8	246.25
N (KN)	925.92	669.17	898.72	745.63	1616. 6	1294.2	828.2	797.16
V(KN)	147.02	12.45	40.73	37.03	5.11	109.4	101.4	141.9
τ (MPa)	0.22	0.033	0.06	0.01	0.007	0.29	0.15	0.38
A _v ^{min} /face	6.37	5.10	5.62	4.5	12.37	9.90	7.50	6
A _{Calcul} ^V /face(c m ²)	13.31	9.62	12.92	10.71	23.24	18.60	11.90	11.46
A _{Adopter} ^V /face m ²)	15.21	10.18	13.83	11.31	24.44	20.55	12.92	12.92
N ^{barre} /face	4HA14 + 8HA12	9HA12	9 HA14	10HA12	8HA1 2+10 HA14	10HA 12+6H A14	6HA1 2+4H A14	6HA12 +4HA1 4
S _t (cm)								
A _h ^{min} /face	15.3	8.67	15.3	8.67	15.3	8.67	15.3	8.67
A ^h calcul /face (cm ²)	3.80	2.54	3.45	2.82	6.11	5.13	3.23	3.23
A _{Adopter} ^h /face(c m ²)	18.10	9.42	18.10	9.42	18.10	9.42	18.10	9.42
N ^{barre} /face	16HA1 2	12HA10	16HA1 2	12HA10	16HA 12	12HA 10	16HA 12	12HA1 0
S _t (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25

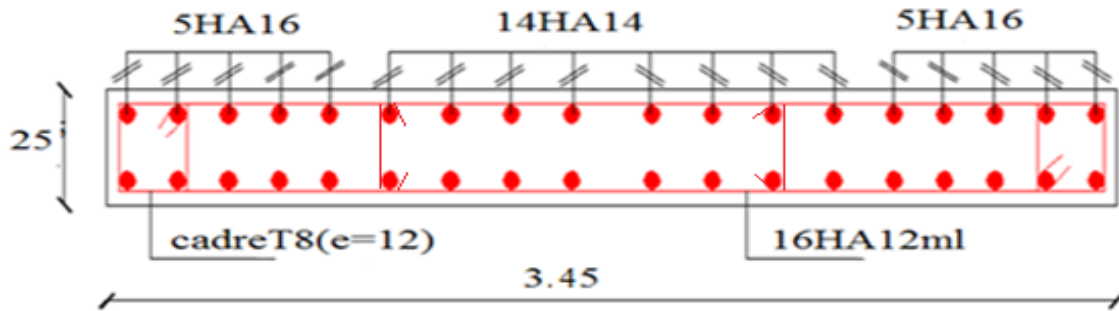
Tableau V.13. Ferrailage des voiles V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}

b) Voiles parallèles à yy'

	Voile V_{y1}		Voile V_{y2}		Voile V_{y3}	
	S -sol RDC	Etage 1au 12	S-sol RDC	Etage 1 au 12	S-sol RDC	Etage 1au 12
L(m)	3.45	3.45	3.45	3.45	2	2
e(m)	0.25	0.20	0.25	0.20	0.25	0.20
M (KN.m)	2016.69	674.08	2203.09	708.71	1234.85	341.64
N (KN)	1869.99	1562.44	2874.15	2379.22	948.94	1288.06
V(KN)	1029.9	273.62	1089.22	272.2	189.99	127.44
τ (MPa)	1.57	0.73	1.66	0.73	0.28	0.34
A_v^{\min}/face	12.93	10.35	12.93	10.35	12.93	10.35
$A_v^{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm^2)	26.88	22.46	41.31	34.2	31.84	18.51
$A_{\text{Adopter}}/\text{face}$ (m^2)	27.52	24.44	41.66	36.44	32.42	20.23
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	8HA12+ 12HA14	8HA12+ 10HA14	14HA14+ 10HA16	8HA14+ 12HA12	8HA14+1 0HA16	4HA14+ 7HA16
S_t (cm)	30	30	30	30	30	30
$A_h^{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm^2)	6.88	6.11	10.41	9.11	8.10	5.05
A_h^{\min}/face	15.3	8.67	15.3	8.67	15.3	8.67
$A_h^{\text{Adopter}}/\text{face}$ (cm^2)	18.10	9.42	18.10	9.42	15.3	9.42
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	16HA12	12HA10	16HA12	12HA10	18.10	12HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau V.14. Ferrailage des voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} .

Exemple d'un schéma de ferrailage de voile : Niveau sous sol et réez de chaussée
(Sens YY)



V.6 conclusion

Après la comparaison des sections de ferrailage des poteaux calculées par rapport à la section extraire par le sap2000, on a adopté des sections du minimum RPA

Le ferrailage des poutres est fait avec le maximum du RPA et de sap2000.

les voiles sont ferrailé avec les efforts et les moments obtenue dans le sap2000.

VI-1-Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

VI-2-Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 4m , du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.2 bars.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après *RPA 99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1)G + Q \pm E; \quad 2)0.8 \times G \pm E$$

VI-4 Etude des fondations :

- Les Vérifications

1. Vérification des semelles isolées : La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le *SAP 2000V14*.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

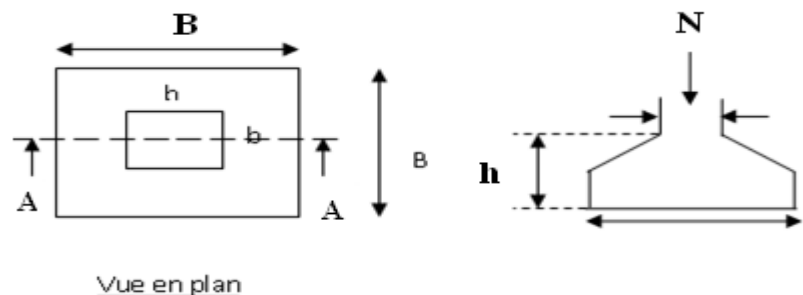


Figure VI .1.Semelle isolée de fondation

$$N = 5770.55 \text{ KN}, \quad \bar{\sigma}_{sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad (*)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A

$$\text{dans (*) et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.7}{0.6} \times \frac{5770.55}{0.12}} = 6.35 \text{ m}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car la plus grande distance entre axes des poteaux dans le sens xx' est de 4.50m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VII.2.4. Vérification des semelles filantes :

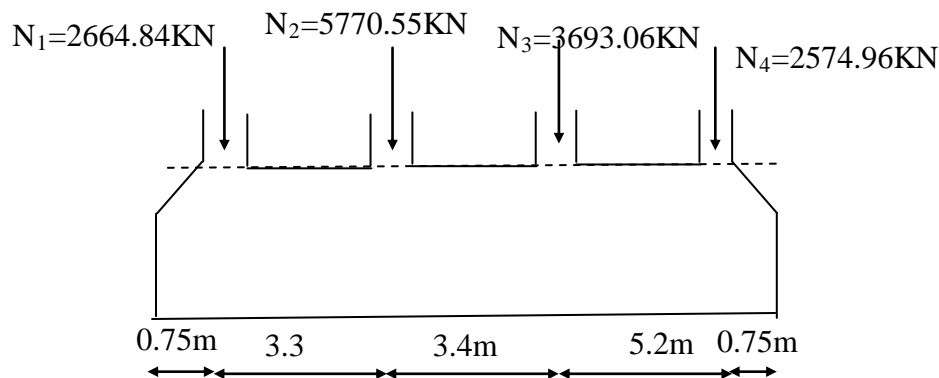
Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.



Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$\sum N_i = 14703.41 \text{ KN.}$$

$$N_s = 4 \times 200 \Rightarrow N_s = 800 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 14703.41 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{14703.41}{120 \times 13.4} = 9.14 \text{ m}$$

VII.2.5. 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).

VII.2.5.1. Pré dimensionnement :

- La condition de coffrage :

Nervure :

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

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$L_{\max} = 5.4m \Rightarrow h_r = 52cm$ on prend $h_r = 60cm$.

Dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{540}{20} \Rightarrow h_0 \geq 27cm; \text{ on prend } h_0 = 40cm.$$

- La condition de raideur (rigidité) :

Vérification de condition de rigidité

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 MPa$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (on un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 KN/m^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

On a $\begin{cases} ht = 60cm \\ I = 0.018m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 2.76m \\ L_{\max} = 5.4m > \frac{\pi}{2} \times Le = 4.33m \end{cases}$

Non vérifier.

On redimensionne les nervures avec $h_t=85cm$:

$$Tel\ que \begin{cases} ht = 85cm \\ I = 0.051m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 3.57m \\ L_{max} = 5.4m < \frac{\pi}{2} \times Le = 5.61m \end{cases}$$

La surface du radier

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{40741.18}{120} \Rightarrow S_{rad} \geq 339.51m^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirer a partir de **SAP2000**.

La surface du bâtiment : $S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 19.70 \times 18.95 \Rightarrow S_{bat} = 373.31m^2$

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P$$

D : Débord et P est le périmètre de la structure.

$$D \geq \max\left(\frac{h_0}{2}; 30cm\right) \text{ On prend } D = 35cm ; P = 77.3cm$$

On opte $S_{rad} = S_{bat} + D \times p \Rightarrow S_{rad} = 373.31 + 0.35 \times 77.3 = 400.36m^2$

3.3. Vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

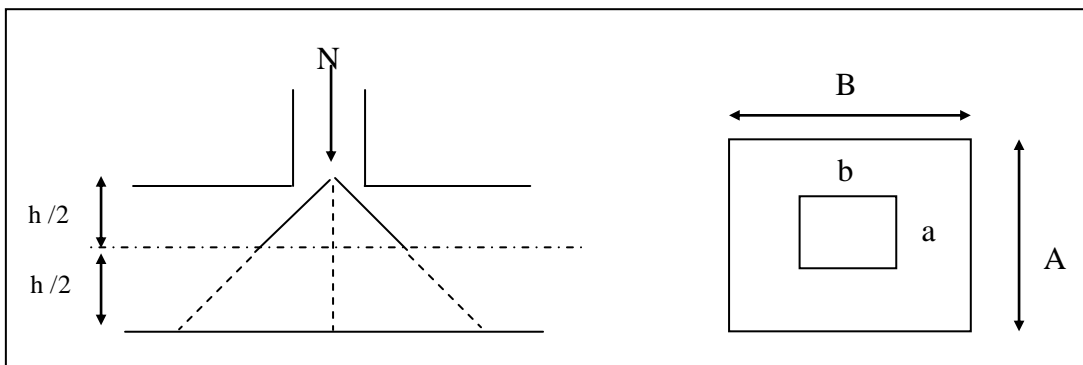


Figure VI.2 : Zone de contact poteau radier

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

h = 30cm.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.6 \times 0.7 + 2 \times 0.85) \Rightarrow \mu_c = 6m.$$

$Q_u = 2199.94KN < 0.045 \times 6 \times 0.85 \times (25/1.5) = 3825KN \dots \dots \dots C'$ est vérifiée.

b) Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a :

$$I_y = 12073.31m^4, Y_G = 9.32m.$$

$$I_x = 11171.52m^4, X_G = 9.89m.$$

$$N' = N + P \quad \text{Avec : } P = \gamma_b \times h_0 \times S = 4003.6KN \quad \text{c'est le poids propre de radier.}$$

$$\Rightarrow N' = 40741.18 + 25 \times 0.40 \times 400.36 \Rightarrow N' = 44744.78 KN$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X :** $N' = 44744.78KN$ et $M_x = 23865.46KN.m$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.129MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.091MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.119MPa < \bar{\sigma}_s = 0.12MPa \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

Sens Y-Y : $N' = 44744.78KN$; $M_y = 32020.55 KN.m$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.13MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.09MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.12MPa \leq \bar{\sigma}_s = 0.12MPa \dots \dots \dots C'est vérifié$$

c) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Dans le sens X-X :** $e = \frac{23865.46}{44744.78} \Rightarrow e = 0.53m < \frac{19.7}{4} = 4.92m \dots \dots \dots$ Vérifier

- **Dans le sens Y-Y :** $e = \frac{32020.55}{44744.78} \Rightarrow e = 0.71m < \frac{23.25}{4} = 4.66m \dots \dots$ Vérifier

Donc il n'y a pas risque de renversement.

d) Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 0.8m$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 400.36m^2$).

$$N \geq 1.5 \times 0.8 \times 373.31 \times 10 = 4804.32KN \dots\dots\dots C'est vérifié. \mathbf{3.4.}$$

3.4. Ferrailage :**a) La dalle du radier**

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures 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 $L_x = 5.2m$; $L_y = 5.3m$.

-Calcul des sollicitations**a1-Calcul a l'É.L.U**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{44744.78}{400.36} \Rightarrow q_u = 111.76KN$$

$$N_u = 44744.76KN$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.63 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0779 \\ \mu_y = 0.3338 \end{cases}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 100.64KNm$$

$$\text{Sens } y-y' : M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 33.59KNm$$

• En travée

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.75 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 75.48KNm$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.75 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 25.19KNm$$

• En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_x \Rightarrow M_a^x = 50.32KNm$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_y \Rightarrow M_a^y = 16.79KNm$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.4)m^2$.

• **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} :

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; h_r = 40cm ; b=100cm ; \rho = 0.63$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 3.79cm^2 \\ A_{min}^y = 3.2cm^2 \end{cases}$$

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	75.48	6.43	3.79	6T12=6.79	20
	Appui	25.19	1.9	3.79	5T10=5.65	20
Sens y-y	Travée	50.32	4.25	3.2	6T10=4.71	20
	Appui	16.79	1.26	3.2	5T10=3.93	20

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de radier .

a2. Calcul a l'ELU:

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 220.73KN \Rightarrow V_{max} = 220.73KN$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 126.52KN$$

$$\tau_u = \frac{220.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \Rightarrow \tau_u = 0.613MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots c'est vérifiée$$

Remarque:

On remarque que la contrainte de l'acier en travée dans le sens x-x n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier en travée, soit 5T16=10.05cm².

VI.5.4 : Vérification à l'ELS :

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

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

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.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{37745.78}{400.36} \Rightarrow q_s = 94.27 \text{ KN}$$

N_s : est l'effort normal de service + poids de radier

À l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases} \quad (\text{Annexe 01})$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 85.31 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 42.68 \text{ KNm}$$

- **En travée**

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.75 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 63.98 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.75 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 32.01 \text{ KNm}$$

- **En appui**

$$M_a^x = 0.5 \times M_x \Rightarrow M_a^x = 42.65 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_y \Rightarrow M_a^y = 21.34 \text{ KNm}$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes qui sont calculées par le **socotec** sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	63.98	9.09	8.4	4.31	Vérifiée
	En appuis	32.01	4.41	6.1	2.9	Vérifiée
Sens yy	En travée	42.65	5.83	6.8	3.43	Vérifiée
	En appuis	21.34	2.14	6.1	1.9	Vérifiée

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton

a) Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

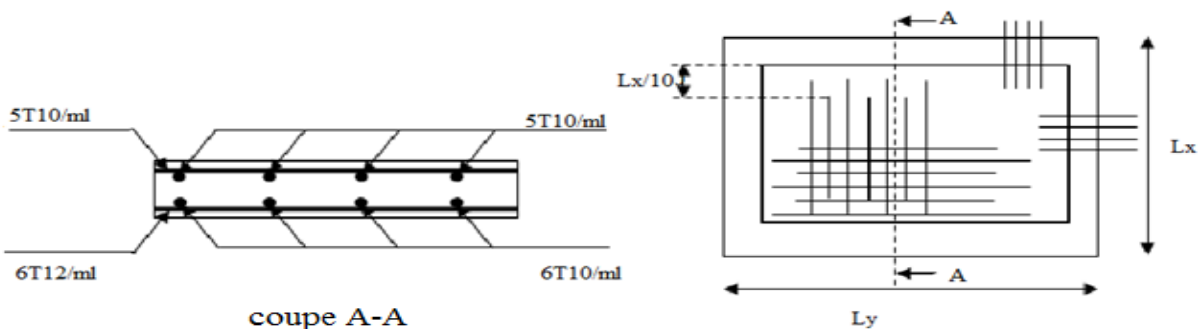
Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σs(MPa)	Observation
Sens xx	En travée	63.98	9.09	8.4	227.32	Vérifiée
	En appuis	32.01	4.41	6.1	226.45	Vérifiée
Sens yy	En travée	42.65	5.83	6.8	235.15	Vérifiée
	En appuis	21.34	2.14	6.1	148.60	Vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier

Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant:

$$S_t \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm. Pour notre cas } S_t=20\text{cm.}$$



schema de ferraillage de radier

b) Calcul des nervures :

b.1. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.63 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 111.76 \text{ KN/m}^2$$

▪ Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad \text{Avec :}$$

Les longueurs fictives : $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

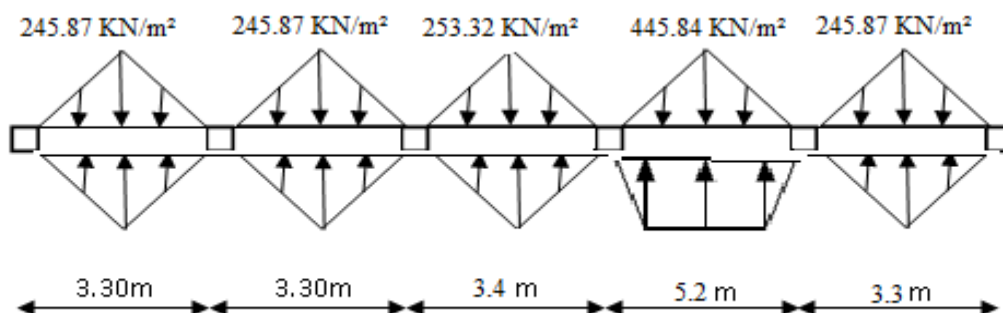
▪ Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• Sens transversal (x-x)

On prend les nervures de rives et intermédiaires.



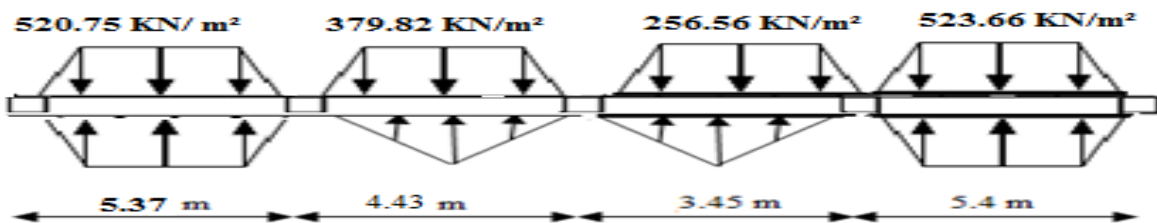
Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	3.3	3.3	245.87	50.20	264.60	1.91	39.37
B-C	3.3	2.64	245.87	264.60	211.18	1.58	126.65
C-D	3.4	2.72	253.32	211.18	636.01	2.19	154.74
D-E	5.2	4.16	445.84	636.01	645.52	2.6	286.57
E-F	3.3	3.3	245.87	645.52	50.20	0.91	491.67

Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

• **Sens transversal (y-y)**

On prend les nervures de rives et intermédiaires



Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	5.37	5.37	520.75	281.56	1287.24	3.04	763.85
B-C	4.43	3.54	379.82	1287.24	415.37	1.12	975.24
C-D	3.45	2.76	256.56	415.37	1266.60	2.58	688.16
D-E	5.4	5.4	523.66	1266.60	286.31	2.35	9.34

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

b.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

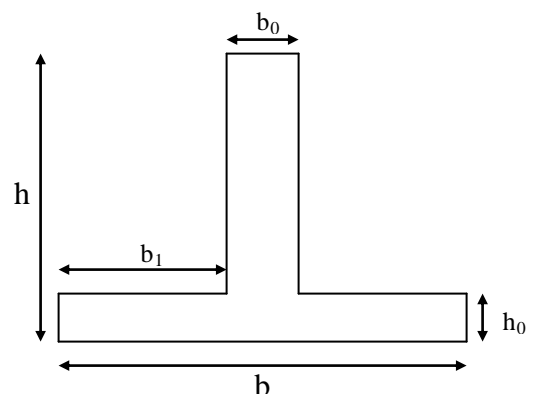
$h=0.85m ; h_0=40cm ; b_0=60cm ; d=77cm.$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10} ; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{540}{10} ; \frac{520}{2})$

$b_1 \leq \min(54;260)$

Soit : $b_1 = 50cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 160cm$



		$M_u(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}^{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$
X-X	Travée	491.67	20.18	17.71	10T20=31.42
	appuis	645.52	26.47	17.71	10T20=31.42
Y-Y	Travée	975.24	40.03	17.71	14HA20=43.98
	appuis	1287.24	52.84	17.71	12T25=58.91

Tableau VI.6 . Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

Vérification de l'effort tranchant :

Sens (x-x) :

$$V_{\text{max}} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\text{max}} = 1405.6 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} = 1.14 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa.}$$

Sens (y-y) :

$$V_{\text{max}} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\text{max}} = 1225.63 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} = 0.99 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa.}$$

Espacement des aciers transversaux

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{\text{min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(20.25; 12; 16) = 12 \text{cm}$$

On prend $St=10\text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée.

• Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa.}$$

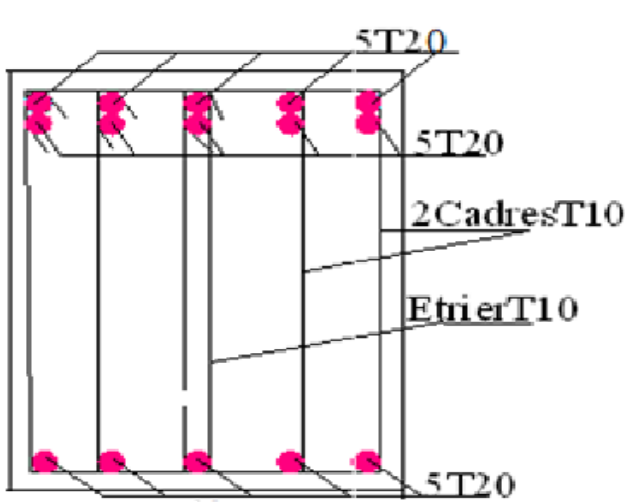
Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

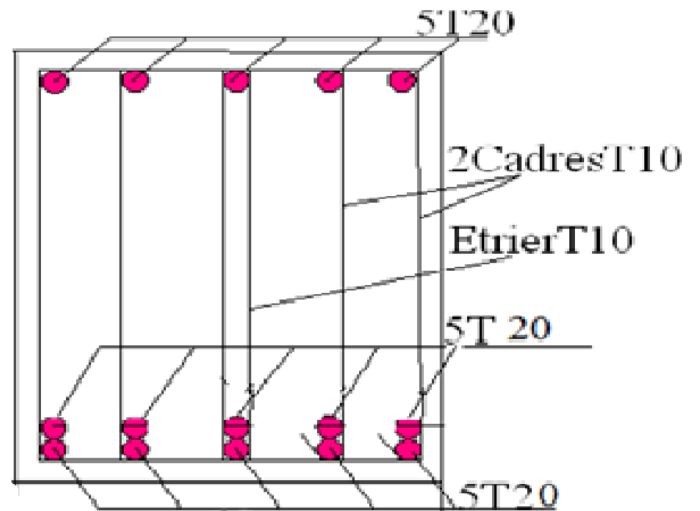
Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	491.67	21.28	1712157.89	2.4	205.66	vérifiée
	M_a	645.52	20.97	1712157.89	9.022	225.3	vérifiée
y-y	M_t	975.24	17.15	1712157.89	1.32	63.3	vérifiée
	M_a	1287.24	17.15	1712157.89	1.45	69.71	vérifiée

Tableau VI.7. Vérification des contraintes de l'acier.

Sens(x-x)

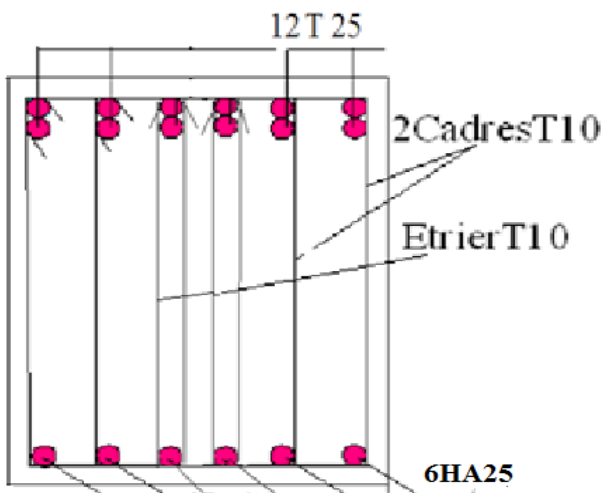


En appui

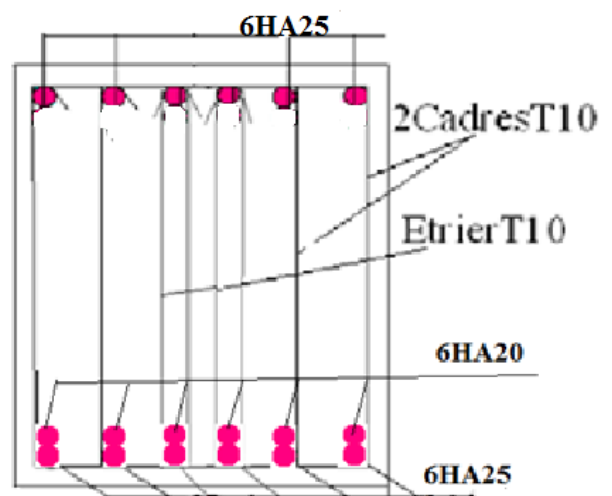


En travée

Sens (y-y)



En appui



En travée

VII.3.3. Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 12.32 \text{KNm}$$

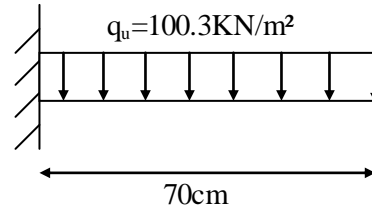


Fig VI.3 Schéma statique du débord

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

$q_u(\text{KN/m})$	$M_u(\text{KNm})$	$A_{calculé}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adopté}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$
100.36	25.57	5.23	3.5	5T12=5.6 5	0.14	89.7	15	240

Tableau VI.8. Résumé des résultats.

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 70.25 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.185 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa}$$

verifiée

VI-2 VOILE PERIPHERIQUE

1- Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

2- Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.06 \text{ m}$
- La longueur $L=5.4 \text{ m}$
- L'épaisseur $e=25 \text{ cm}$

3- Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\varphi = 25$

La cohésion $c=0\text{KN}/\text{m}^2$

4- Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.06 * (20 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2})) = 24.8 \text{ KN} / \text{ml}$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN}/\text{m}^2$

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 4.05 \text{ KN}/\text{ml}$$

5- Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

a-Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 39.55 \text{ KN}/\text{m}$$

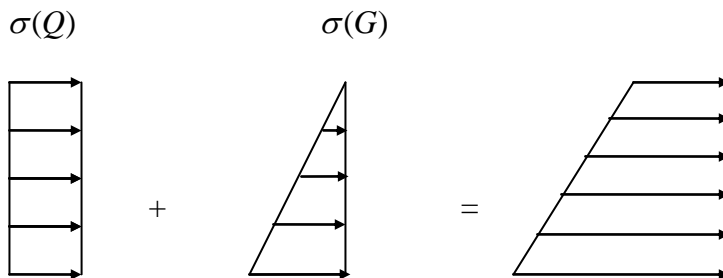


Fig VI.4 :répartition des contraintes sur le voile

$$1.5 * Q = 6.07 \text{ KN}/\text{m}$$

$$P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 39.55 \text{ KN}/\text{m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 31.18 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1\text{ml} = 31.18 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.56 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } \alpha = 0.56 \Rightarrow \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u \\ M_{0y} = M_{0x} * \mu_y \end{cases}$$

$$M_{0x} = 25.7 \text{ KN} \times m.; \quad M_{0y} = 6.42 \text{ KN} \times m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 21.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3 \times M_{0x} = 7.7 \text{ KN.m}$$

	Sens	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
travée	XX	0.031	0.039	21.65	2.89	2.5	6T12=6.79
	YY	0.008	0.01	21.91	0.71	2.5	5T12=5.66
Appui		0.011	0.013	21.88	1.01	2.5	5T12=5.66

Tableau VI.9. Section des armatures du voile périphérique.

Vérifications à l'E.L.U

Avec $A_{\min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA.

Les espacements

-Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 16.66 \text{ cm}$

-Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 37.27 \text{ KN.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 31.8 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{37.27}{1 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.169 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b-Vérifications à l'E.L.S

$$\sigma_{\min} = Q = 4.05 \text{ KN} / m^2; \quad \sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 24.8 + 4.05 \Rightarrow \sigma_{\max} = 28.85 \text{ KN} / m^2$$

$$.q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22.65 \text{ KN} / m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \quad [Annexe I]$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 19.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6188 \times 28.08 = 8.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 16.64 \text{ KN.m}; \quad M_{ty} = 7.07 \text{ KN.m}; \quad M_{ap} = 5.87 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

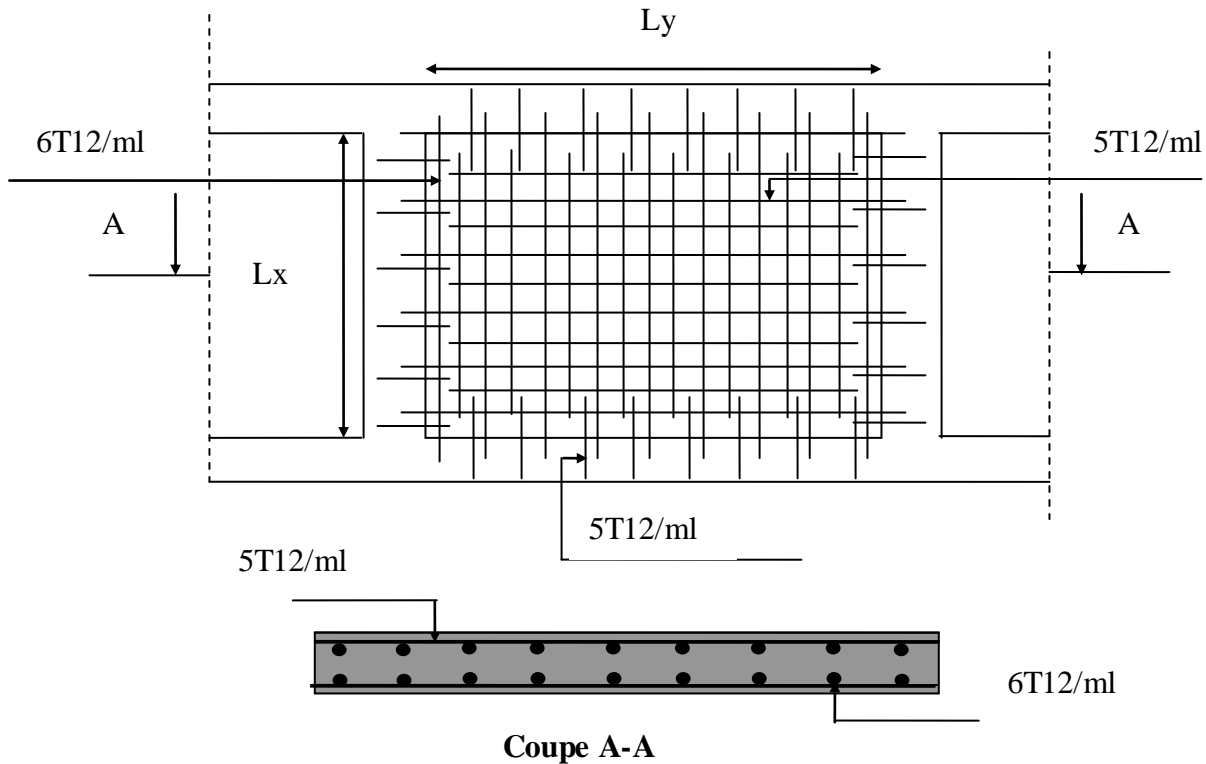
- **Dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
- **Dans l'acier :** La fissuration est considérée nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min \left(2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) = 240 \text{ MPa}$$

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	16.64	7.7	36045.07	3.55	99.02	Vérifier
	YY	7.07	7.02	30535.83	1.62	52.02	Vérifier
Appuis		5.87	7.02	30535.83	1.35	43.2	Vérifier

Tableau VI.10. vérification des contraintes pour le voile périphérique

Schéma de ferrailage du voile périphérique :



VI-2 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général.

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 :

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, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
 - conception architecturale parasismique.
 - mise en œuvre soignée de la construction.
- ✓ 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.
- ✓ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ 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.
- ✓ Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 1.2 bar à une profondeur de 4 m. on a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour des fondations superficielles (radier générale) qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)