

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
FACULTE DE LA TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option : Matériaux et structures

Thème

**ÉTUDE D'UN BÂTIMENT (R+7) À USAGE D'HABITATION,
CONTREVENTÉ PAR UN SYSTÈME MIXTE
(VOILES-PORTIQUES)**

Réalisé par :

M^{elle} Mizi Linda
M^{elle} Mouhous Zahia

Encadré par :

Mr. OURTEMACHE

Membre de jury :

-M^{er} Meziani

-M^{eme} Guetafi

Promotion 2016



REMERCIEMENTS

C'est grâce au grand Dieu tout puissant qui nous a donné courage et patience que nous avons pu réaliser ce modeste travail.

Au terme de ce mémoire, nous tenons à exprimer notre gratitude et nos remerciements à toutes les personnes qui ont contribué à sa réalisation.

Nous présentons nos sincères remerciements à nos respectueuses familles

MIZI et MOUHOUS

*Nous tenons à remercier précisément monsieur **Ourtemach**, notre encadreur, pour ses conseils, ses encouragements et ses orientations.*

*Nous remercions également le **BET MeKlat** et monsieur **MeKlat AKli** en particulier qui nous a confié ce projet ainsi pour son aide ; Mais aussi le **BET Madi** pour son accueil, principalement monsieur **Madi Achour** pour son temps si précieux qu'il nous a accordé, ainsi que pour son aide, ses informations et orientations grâce auxquelles ce travail a été réalisé.*

Nos profonds remerciements à nos amis qui ont témoigné de leur amitié, soutien et sympathie.

ET à toutes les personnes qui nous sont chères et qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.





DEDICACES

Je dédie ce travail en principe aux personnes les plus importantes de ma vie ; mon père et ma mère qui ont été présents pour moi pendant tout mon cursus et ma vie.

Pour tous les instants passés, les fous-rires et le désespoir, la colère et la joie qui ont accompagné ce travail, et même pour sa simple présence, je dédie ce mémoire à mon binôme ZAHIA sans laquelle il n'aurait pas pu être réalisé.

Je dédie aussi ce travail à toute ma famille qui était toujours derrière moi pour me fortifier pendant mes moments difficiles, en particulier :

**Mes sœurs : TAOUS, NADIA, LOUIZA, Kenza et ma chère
KHADIDJA*

**Mes frères : MOHAND LAID, IDIR et le petit ALI*

**Sans oublier ma belle-sœur AKILA et ses enfants et mon beau-frère
AKLI qui était toujours présent en cas de besoin.*

**Ma grand-mère ALDJA et mes chères cousines.*

Je veux aussi dédier ce travail en particulier à mes chères amies qui ne nous ont jamais oubliées et qui étaient présentes en cas de besoin, spécialement Assia, Rosa, Meriem et Saïd et à toute la promotion Matériaux et structures 2016

Enfin à toutes les personnes qui me sont chères et que j'aime.

Lynda





DEDICACES

Je dédie cet humble et modeste travail

A ma chère mère qui a toujours été là pour moi, qui m'a longtemps encouragée dans mes études, et sans laquelle, probablement, je ne serais guère arrivée jusqu'au là.

A à mon cher père qui a été toujours là pour m'aider et m'encourager.

A mes très chères frères et sœurs chaque un son nom, et mes beaux frères ainsi que le petit Mayas, j'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance.

Je dédis aussi ce travail à toutes mes chères amies (es): Fahima, Rosa, Saïd, Meriem... et en particulier H.Hakim pour son aide et conseils en or.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce travail

Et sans oublier à mon binôme LYNDA que je chérie profusément

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment

ZAHIA



Liste des figures

Chapitre I : Généralité

Figure I.1. Vue en plan de la structure	03
Figure I.2. Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton	10
Figure I.3. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj}	10
Figure I.4. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU	11
Figure I.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier	14
Figure I.6. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	15

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1. Disposition des poutrelles	15
Figure II.2. Plancher à corps creux	16
Figure II.3. Schéma d'une poutrelle	16
Figure II.4. Dalle sur 03 appuis	17
Figure II.5. Schéma statique de l'acrotère	19
Figure II.6. Les éléments constitutifs d'un escalier	19
Figure II.7. Les types d'escaliers.	20
Figure II.8. Schéma de l'ascenseur	23
Figure II.9. Vue en plan des poteaux les plus sollicités	25
Figure II.10. La surface afférente du poteau B2	26
Figure II.11. La surface afférente du poteau B4	29

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1. Sens de la disposition des poutrelles	35
Figure III.2. Evaluation des moments fléchissant	38
Figure III.3. Evaluation des efforts tranchants.....	39
Figure III.4. Ferrailage de la dalle de compression.	54
Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle pleine.	58
Figure III.6. Coupe d'une bonde d'1 mètre de l'escalier.	61
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la volée 02	64
Figure III.8. Schéma statique de la poutre palière.....	64
Figure III.9. Section fictive.	66
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la poutre palière.	68
Figure III.11. Coupe de l'acrotère	68
Figure III.12. Coupe d'1 mètre de l'acrotère	70
Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'acrotère	72

Figure III.14. Schéma présentant la surface d'impacte	75
Figure III.15. Ferrailage de l'ascenseur	78
Figure III.16. Ferrailage de la poutre de chaînage.	81
Figure III.17. Position de la console.	84
Figure III.18. Schéma statique de la console	85.
Figure III.19. Schéma statique du chargement	85
Figure III.20. Ferrailage de la console.	86

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Disposition des voiles.....	87
Figure IV.2. Mode 1 (translation suivant Y)	88
Figure IV.3. Mode 2 (translation suivant X).....	89
Figure IV.4. Mode 3 (Rotation autour Z).....	89

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1. Zone nodale.....	96
Figure V.2. Section du poteau.....	100
Figure V.3. Les moments sur la zone nodale.	101
Figure V.4. Disposition constructive des portiques	103
Figure V.5. Types de voiles	114
Figure V.6. Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	115
Figure V.7. Disposition des voiles	116
Figure V.8. Ferrailage des voiles	121

Chapitre VI : Etude d'infrastructure.

Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.....	123
Figure VI.2. Vue de la semelle filante // X.	123
Figure VI.3. Vue de la semelle filante // Y.	125
Figure VI.4. Présentation de zone d'impact de la charge.....	128
Figure VI.5. Présentation de zone d'impact de la charge.....	132
Figure VI.6. Schéma statique du débord	132
Figure VI.7. Schémas Sollicitations sur les nervures longitudinales.	135
Figure VI.8. Schémas Sollicitations sur les nervures transversales	136
Figure VI.9. Section à ferrailer.	137
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures sens x-x.	138
Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures sens y-y.	139
Figure VI.12. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.	140
Figure VI.13. Schéma de ferrailage des voiles périphériques.....	142

Liste des tableaux

Chapitre I: Généralités.

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers	14
---	----

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Tableau II.1. Evaluation des charges de l'acrotère	19
Tableau II.2. Les dimensions des escaliers	21
Tableau II.3. Evaluation de la charge du plancher terrasse inaccessible	21
Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher étage courant	21
Tableau II.5. Evaluation des charges de la dalle pleine	22
Tableau II.6. Evaluation des charges des murs extérieures.....	22
Tableau II.7. Evaluation des charges du palier	22
Tableau II.8. Evaluation des charges de la volée.	23
Tableau II.9. Evaluation des charges de l'Ascenseur.....	24
Tableau II.10. Evaluation des poids propre des poteaux.....	26
Tableau II.11. Descente de charge du poteau B2	27
Tableau II.12. Descente de charge du poteau B4	30
Tableau II.13. Les résultats obtenus pour les deux poteaux B2 et B4	31
Tableau II.14. Résultat de vérification a la compression simple.....	32
Tableau II.15. Résultat de vérification au flambement.	33
Tableau II.16. Résultat de vérification aux exigences de l'RPA.....	34

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles	35
Tableau III.2. Les sollicitations des poutrelles (étage courant).	43
Tableau III.3. Les sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible).	48
Tableau III.4. Les sollicitations maximales.	48
Tableau III.5. Ferrailage appuis de rive	45
Tableau III.6. Ferrailage du plancher terrasse inaccessible et étage courant.	51
Tableau III.7. Schéma de ferrailage des poutrelles.	53
Tableau III.8. Théorie de calcul des moments.	54
Tableau III.9. Calcul des sollicitations.....	55
Tableau III 10. Calcul des sollicitations à l'ELU.....	55
Tableau III.11. Tableau de ferrailage de l'escalier	61

Tableau III.12. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	63
Tableau III.13. Tableau vérification de la flèche dans les escaliers.	63
Tableau III.14. Les sollicitations dans la poutre palière à l'ELU et à l'ELS.	65
Tableau.III.15. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple à l'ELU.	65
Tableau III.16. Vérification au séisme.	69
Tableau III.17. Les sollicitations de l'acrotère	69
Tableau III.18. Ferrailage adopté de l'acrotère	72
Tableau.III.19. Ferrailage de la dalle d'ascenseur au dessous.	73
Tableau.III.20. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.	74
Tableau III.21. Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie.	76
Tableau III.22. Ferrailage adopté pour la poutre de chainage.....	79

Chapitre VI : Etude dynamique

Tableau IV.1. Valeurs de pénalités P_q	83
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	88
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales	90
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales	90
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normale réduit.....	91
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismique	92
Tableau IV.7. Vérification des déplacements.	92
Tableau IV.8. Vérification de l'effet $P-\Delta$	93

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau V.1. Valeurs des sollicitations dans les poteaux	95
Tableau V.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	96
Tableau V.3. Armatures longitudinales	98
Tableau V.4. Armature transversales	98
Tableau V.5. Justification de l'effort normal réduit.....	99
Tableau V.6. Justification des contraintes	100
Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles	101
Tableau V.8. Moments résistants dans les poteaux.....	102
Tableau V.9. Moments résistants dans les poutres.....	102
Tableau V.10. Schéma de ferrailage des poteaux	
Tableau V.11. Armatures longitudinales des poutres.....	106
Tableau V.12. Armatures transversales des poutres.	108

Tableau V.13. Vérification des Exigence de R.P.A.	108
Tableau V.14. Vérification de la contrainte tangentielle.....	109
Tableau V.15. Vérification de la contrainte limite de béton.	110
Tableau V.16. Vérification de l'utilité de la flèche.	110
Tableau V.17. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	112
Tableau V.18. Schéma de ferrailage des poutres secondaires et palières.	113
Tableau V.19. Sollicitations max de calcul dans les voiles // à x-x'	117
Tableau V.20. Sollicitations max de calcul dans les voiles // à y-y'	118
Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile Vx dans tous les niveaux.....	119
Tableau V.22. Sollicitations de calcul dans le voile Vy dans tous les niveaux.....	120

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Résultats de ferrailage de radier.....	131
Tableau VI.2. Vérification des contraintes.....	132
Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans le débord.	133
Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.	135
Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.	136
Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures.....	137
Tableau VI.7. Vérification des contraintes dans les nervures.	138
Tableau VI.8. Section des armatures du voile périphérique.	141
Tableau VI.9. Vérification des contraintes.....	142

Introduction générale

Plusieurs facteurs ont contribué dans l'apparition du bâtiment tel que la consommation des espaces agricoles, essor démographique ...

Le bâtiment nous a permis d'exploiter les hauteurs, ce qui était difficile auparavant, mais grâce au développement du génie civil, la réalisation de grande bâtis est devenu possible et même facile.

Le séisme, le mouvement imprévu à prévoir lors de l'étude de ce genre de constructions.

Les sollicitations sismiques, en raison principalement de leurs caractères horizontal, cyclique et dynamique causent des dégâts typiques aux structures. Après chaque séisme important, le même constat se répète invariablement, des erreurs récurrentes sont à l'origine de la majorité des dommages et des effondrements des constructions. Pourtant, ces erreurs sont aisément évitables par une conception parasismique adéquate.

Pour cela, l'ingénieur doit jouer son rôle dans la conception, le calcul et la réalisation des ouvrages par le respect des différents règlements notamment les règles parasismiques Algériennes afin de garantir une sécurité convenable aussi bien aux vies humaines qu'aux biens matérielles. Pour que cette sécurité soit assurée l'ingénieur de génie civil doit tout d'abord faire une bonne conception de l'ouvrage par un bon choix du système de contreventement, en deuxième lieu, il doit faire un bon choix des matériaux de construction ainsi que la maîtrise de l'exécution, enfin il doit respecter les conditions minimales de construction sans oublier de tenir compte du coût de réalisation et de l'esthétique.

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude, et qui nous a été confié par le bureau d'étude Génie civil, consiste à l'étude structurale d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation et de service.

Notre travail est organisé comme suit : Dans le premier chapitre, on présentera les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concernera le pré dimensionnement des éléments constituant la structure : les poteaux, les poutres, les voiles, les dalles pleines... Le chapitre trois sera consacré au calcul des éléments secondaires par calcul des sollicitations et du ferrailage. Dans le quatrième chapitre, nous allons entamer l'étude dynamique de notre structure qui consiste à trouver une meilleure disposition des voiles de contreventements qui assure un bon comportement dynamique de la structure tout en respectant les règlements en vigueur. Le cinquième chapitre sera consacré à l'étude des éléments principaux : les poteaux, les poutres et les voiles par détermination de leurs ferrailages, Le calcul de l'infrastructure sera l'objet de sixièmes chapitres.

I.1. INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appuis dans leurs études pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation et commerce au RDC. Il s'inscrit dans le cadre de réalisation de 104 logement collectifs, classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2.

I.3. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est situé à Ibourassen, à environ 400m au Nord de la RN 12 à l'est de la commune de Oued Ghir dans la wilaya de Bejaia, qui est d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (IIa), qui est une zone à moyenne sismicité.

I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

- Hauteur total de l'ouvrage28.56m.
- Hauteur de RDC4,08m
- Hauteur d'étage courant..... 3,06m
- Largeur11.56m
- Longueur23.71m

I.5. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

En se basant sur l'article (3-4-A-1.a) du RPA99/Version 2003 qui exige de mettre des voiles de contreventement lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 14m en zone IIa, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction vu ses avantages par rapport à l'économie et la facilité d'exécution.

La **figure I.1** ci dessous présente la vue en plan de notre projet.

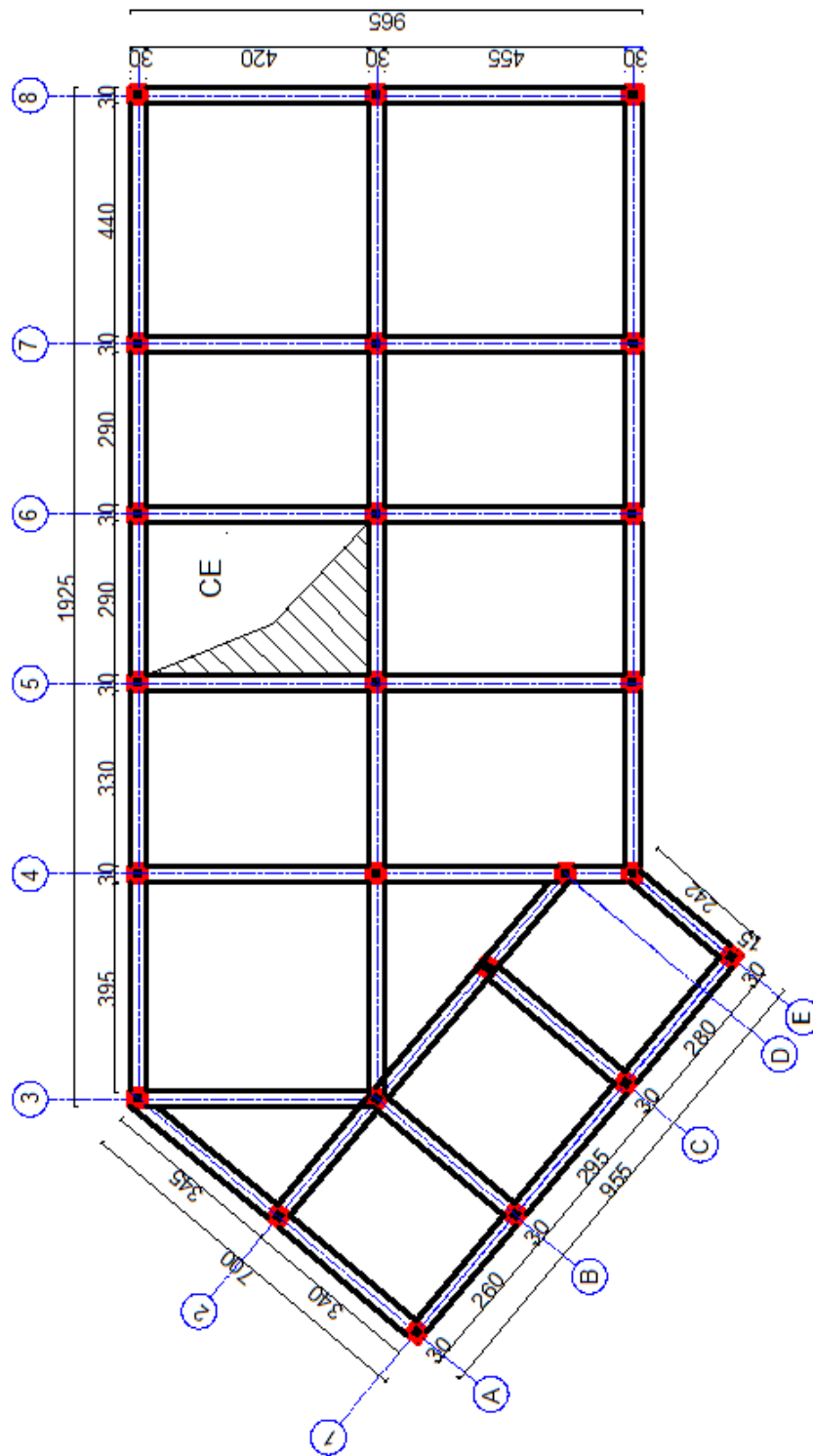


Figure. I.1. Vue en plan de la structure

I.6.LES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **Les planchers** : ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- **Les poutres** : sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.
- **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- **Les escaliers** : ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.
- **La maçonnerie** :
 - les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
 - Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- **Balcon** : les balcons seront réalisés en dalle pleine.
 - **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse, Coulé sur place.
- **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
 - ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
 - ✓ Limiter les tassements.
 - ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol

I.7.CARACTERISTIQUES DU SOL

L'état de sol qui fait l'objet de notre étude a été réalisé par le LABORATOIRE&ENGINE DE LA CONSTRUCTION situé IGHIL OUAZZOUG à BEJAIA repose sur le sol de caractéristiques suivantes :

- Le terrain réservé pour la réalisation de notre structure à Oued Ghir au lieu-dit Ibourassen est essentiellement constitué d'argiles limoneuses graveleuses altérées avec passage de galet et pierre d'origine calcaire ainsi que l'émergence de blocs rocheux par endroit.
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm} = 1.8 \text{ bar}$
- D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3.

I.8. REGULARITE DE LA STRUCTURE

Selon le **RPA99, version 2003(article 3.5.1)**, un bâtiment est classé régulière si on respecte les deux critères suivants :

8. 1. Régularité en plan

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf Fig 3.2) La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

(cf Fig3.2)

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

I. 8. 2. Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants diminue progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Dans notre projet, toutes les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion : selon les deux critères le bâtiment est classé régulier en plan, et régulier en élévation.

I.9. REGLEMENTATION ET NORMES UTILISES

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- 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.10. LES ETATS LIMITES

I.10.1. Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

I.10.2. Etat limite ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

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

I.10.3. Etat limite de service (ELS)

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

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

I.11. LES ACTIONS

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.11.1. Les différents types d'actions

➤ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges appliquées aux cours d'exécutions
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

➤ Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes (E).
- Les explosions
- Les feux.

I.11.2. Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

I.11.3. Combinaison d'actions à l'ELU (CBA93 article A.3.3.2)

➤ **Situation durable ou transitoire** : On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est : $1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1,3\psi_{oi} Q_i$

$\psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

➤ Situations accidentelles

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

I.11.4. Combinaison d'action à l'E L S

(CBA93 article A.3.3.3)

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

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I.11.5. Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

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

RPA99 (article 5.2)

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

Avec : - G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme

I.12. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX UTILISEES**I.12.1. Béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

Ces principaux constituants sont :

▪ Le ciment

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

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA425 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg. (BAEL91 : article B.1.1).

▪ Les granulats

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

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant de concassage des roches.

▪ Les adjuvants

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

I.12.2. Caractéristiques du béton

➤ Résistance mécanique à la compression (f_{cj})

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

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

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux.

Cette résistance est donnée par la relation suivante :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ si } j \leq 28j & \text{(CBA93 article A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28j \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \cdot \text{si } j \leq 28j & \text{(CBA93 article A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = f_{c28} \cdot \text{si } j > 28j \end{cases}$$

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

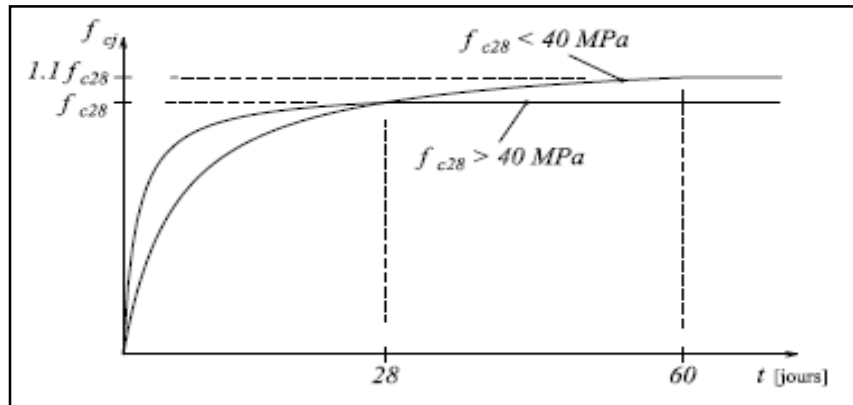


Figure I.2. Evolution de la résistance du béton $f_{c,j}$ en fonction de l'âge du béton

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c,28} = 25 \text{ MPa}$.

➤ **Résistance à la traction (f_{tj})**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c,j} \quad \text{Avec} \quad f_{c,j} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.2})$$

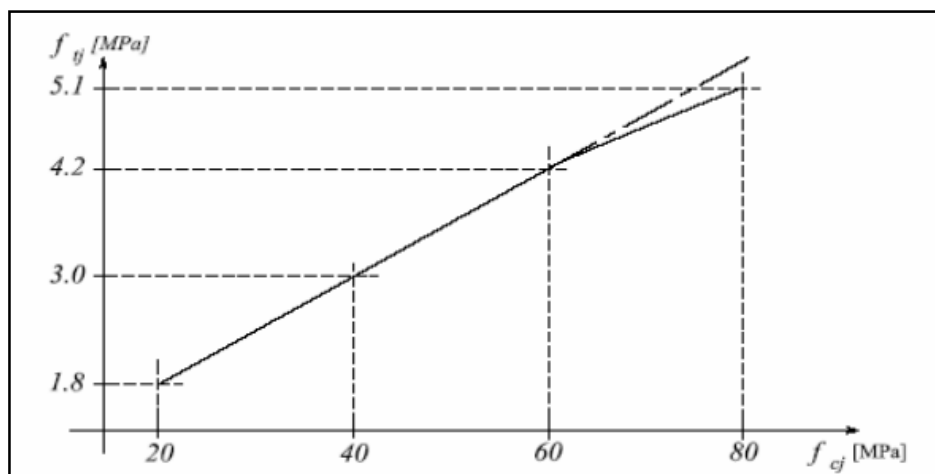


Figure I.3. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj}

En fonction de celle à la compression $f_{c,j}$

Pour notre cas $f_{t,28} = 2.1 \text{ MPa}$

➤ **Valeurs de calcul à la compression**

• **Contrainte limite à l'ELU**

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{CBA93 : Article : A.4.3.4.1})$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

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

θ : Coefficient réducteur, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 18.48 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

• **Diagramme des contraintes- déformations**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

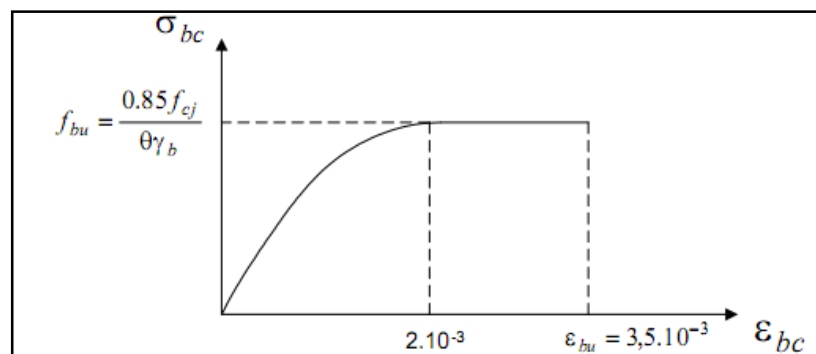


Figure I.4. Diagramme de contrainte du béton à l'ELU.

Le diagramme (parabole-rectangle) 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 :

- $2^0/00$: en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- $3.5^0/00$: en flexion simple ou composée.

▪ Contrainte limite à l'ELS

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{CBA93 article A.4.5.2})$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

➤ Module de déformation longitudinale du béton

• A court terme :(module de déformation instantanée)

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.1)

• À long terme :(module de déformation différée)

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.2)

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164.20\text{MPa} \\ E_{v28} = 10818.86\text{MPa} \end{cases}$$

➤ Coefficient de Poisson (CBA93 article A.2.1.3)

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement transversal.

Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation

unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

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

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes : $\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à l'ELS} \\ 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$

➤ **Module de déformation transversale du béton (CBA93 article A.2.1.3)**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

$$G = \begin{cases} 0.5 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0 \quad \text{à l'ELU} \\ 0.42 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0.2 \quad \text{à l'ELS} \end{cases}$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (du béton)(BAEL91 article A.5.1.211)**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible $\bar{\tau}$ diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\begin{cases} \bar{\tau} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) & \text{Pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) & \text{pour fissuration nuisible} \end{cases}$$

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

I.13. L'acier :

I.13.1 Définition :

Le matériau acier est un alliage de Fer ; et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$.

I.13.2 Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FLE235	FeTE400
f_e [MPa]	215	235	400	500	235	400

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, FeE400 et des armatures rondes lisses, FeE235 et un treillis soudés à haute adhérence FeTE400.

I.13.3 Contrainte limite :

✓ **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

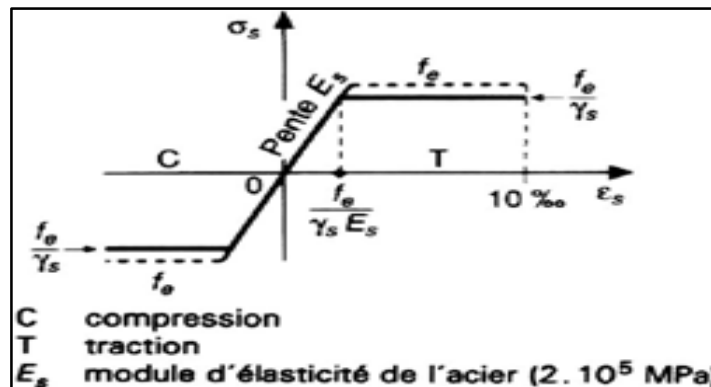


Figure. I.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

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

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL)}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA).}$$

I.13.4 Hypothèses de calcul :

I.13.4.1 Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction de béton est négligeable.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à $15(\eta = \frac{E_s}{E_b})$, η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.13.4.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \quad \text{En flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \quad \text{En compression centre.}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

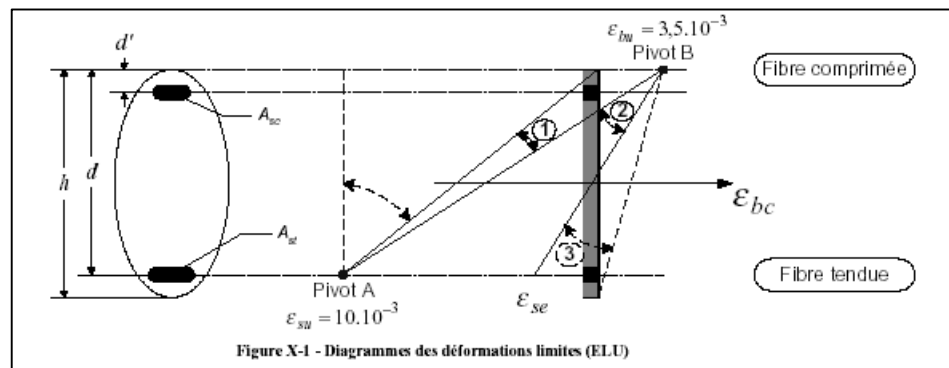


Figure .I.6. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10818.86$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20$ Mpa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux consiste à donner des dimensions aux éléments avant d'entamer l'étude du projet en respectant les différents règlements cités dans le premier chapitre, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

II.2. Les planchers

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.

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères suivants :

-Critère de la petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

-Critère de continuité : les poutrelles sont disposées dans le sens qui possède le plus grand nombre d'appui possible.

Dans notre cas, les poutrelles sont disposées selon le premier critère comme suite :

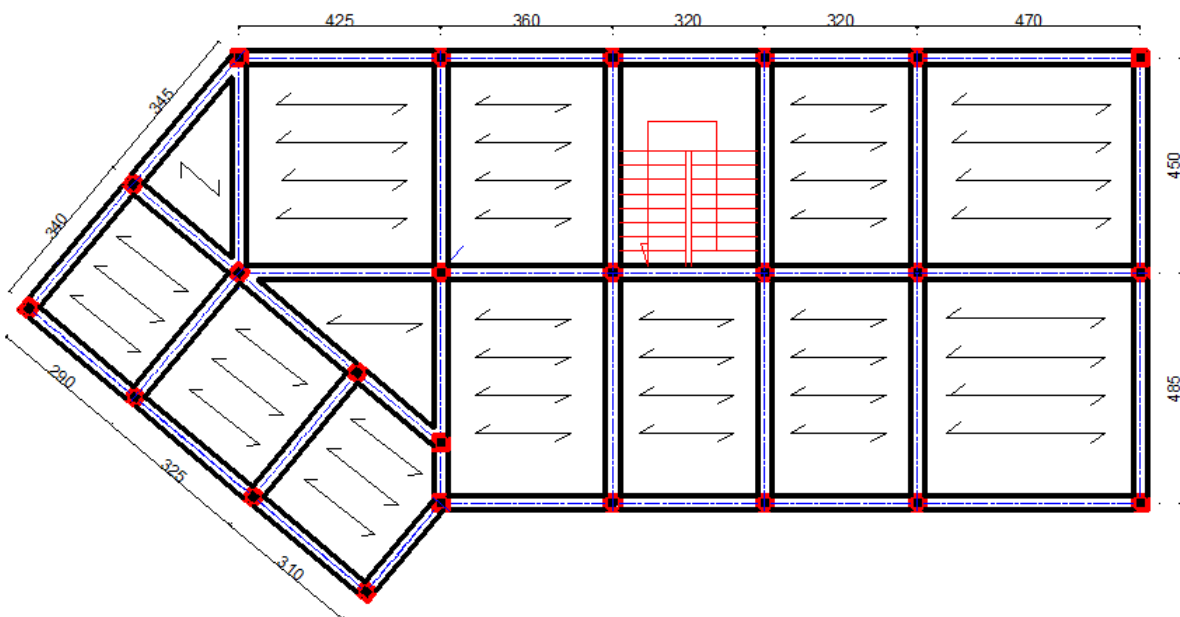


Figure. II.1. Disposition des poutrelles

$$h_t \geq \frac{470 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 19.55 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux type (16+4).

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

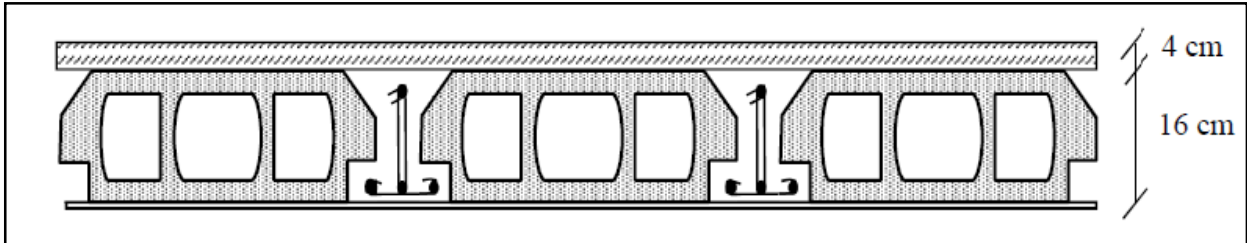


Figure II.2. Plancher à corps creux

II.2.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

b : largeur de la table de compression

b_0 : largeur de la nervure

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successive.

L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_t : hauteur totale de la poutrelle.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16 \text{ cm})$$

Donc on prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$$

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

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 290/10)$$

$$\Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

CBA93 (article A.4.1.3)

$$b = 2b_1 + b_0$$

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

Donc on prend : $b = 65 \text{ cm}$

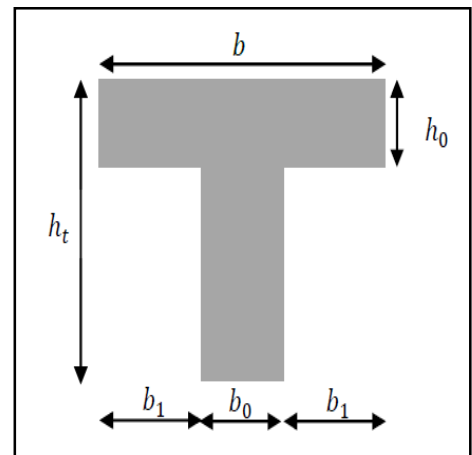


Figure II.3. Schéma d'une poutrelle

II.2.3. Pré dimensionnement des dalles pleines

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

Notre projet comporte un seule type de dalle pleine reposant sur 03 appuis représenté comme le montre la Figure. II.4.

- **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.

- **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).

Calcul de l'épaisseur de la dalle :

$L_x = 1,40\text{m}$; $L_y = 4,40\text{m}$.

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

$$\Rightarrow 2.8\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}.$$

Finalement, d'après le critère de *cout de feu*, l'épaisseur à retenir pour ce type de dalle est :

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

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires). Considérant que la section des poutres est rectangulaire de dimensions b et h .

II.3.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition

de la flèche qui est :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 485 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 455\text{cm} \Rightarrow 30,33\text{cm} \leq h \leq 45,5\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40)\text{ cm}^2$

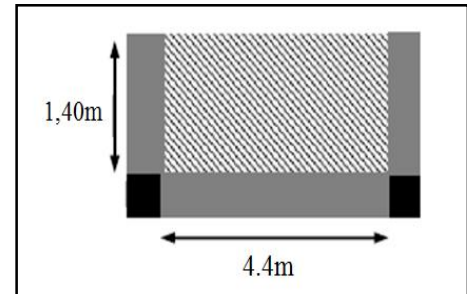


Figure II.4.dalle sur 03 appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.28 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

II.3.2. Les poutres secondaires

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

$$L_{\max} = 470 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 440\text{cm} \Rightarrow 29,33\text{cm} \leq h \leq 44\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,14 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1)}$$

II.4. Pré dimensionnement des voiles

Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

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

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est donné par :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15\text{cm} \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

Avec :

h_e : C’est la hauteur libre d’étage

Pour qu’un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e$$

Pour le RDC : $h_e = 4,08 - 0.2 = 3.88\text{m} \Rightarrow e \geq 17.64\text{cm} ;$

On adopte : $e_r = 20\text{cm}.$ $L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$

Pour les étages courants : $h_e = 3.06 - 0.2 = 2.86\text{m} \Rightarrow e \geq 13\text{cm} ;$

On adopte : $e_c = 15\text{cm}.$ $L_{\min} \geq 60 \text{ cm}$

II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

Tableau II.1.Evaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.10	0,0585	25	1.46
Enduit de ciment intérieur	0.02	0,01	20	0,2
Enduit de ciment extérieur	0.02	0,01	20	0,2
Charge permanente totale	<i>G = 1.86 KN/ml</i>			
Charge d'exploitation	<i>Q = 1KN/ml</i>			

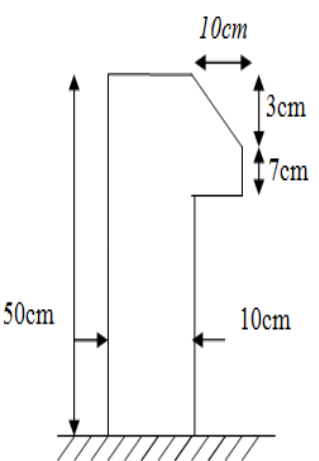


Figure II.5.Schéma statique de l'acrotère

II.6. Pré-dimensionnement des escaliers

a-Définition :

Un escalier est une succession de marches horizontales et d'un palier, permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.les éléments qui constituent les escaliers sont représentés dans la **figure II.6** si dessous :

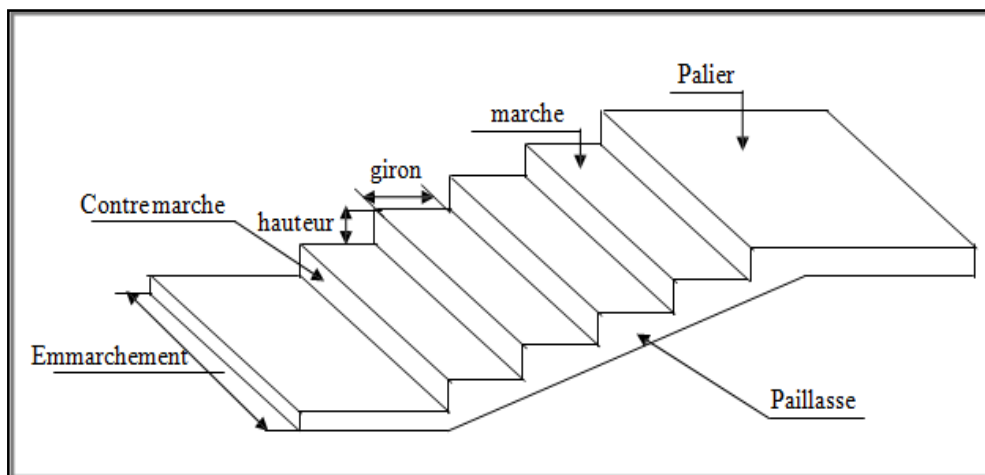


Figure II.6.Les éléments constitutifs d'un escalier

b- types d'escaliers :

Dans notre projet, il y a deux types d'escalier qui sont présentées dans la figure si dessous :

- 1- Escalier à 03 volées avec 02 paliers de repos (RDC).
- 2- Escalier à deux volées avec un palier de repos (Étage courant).

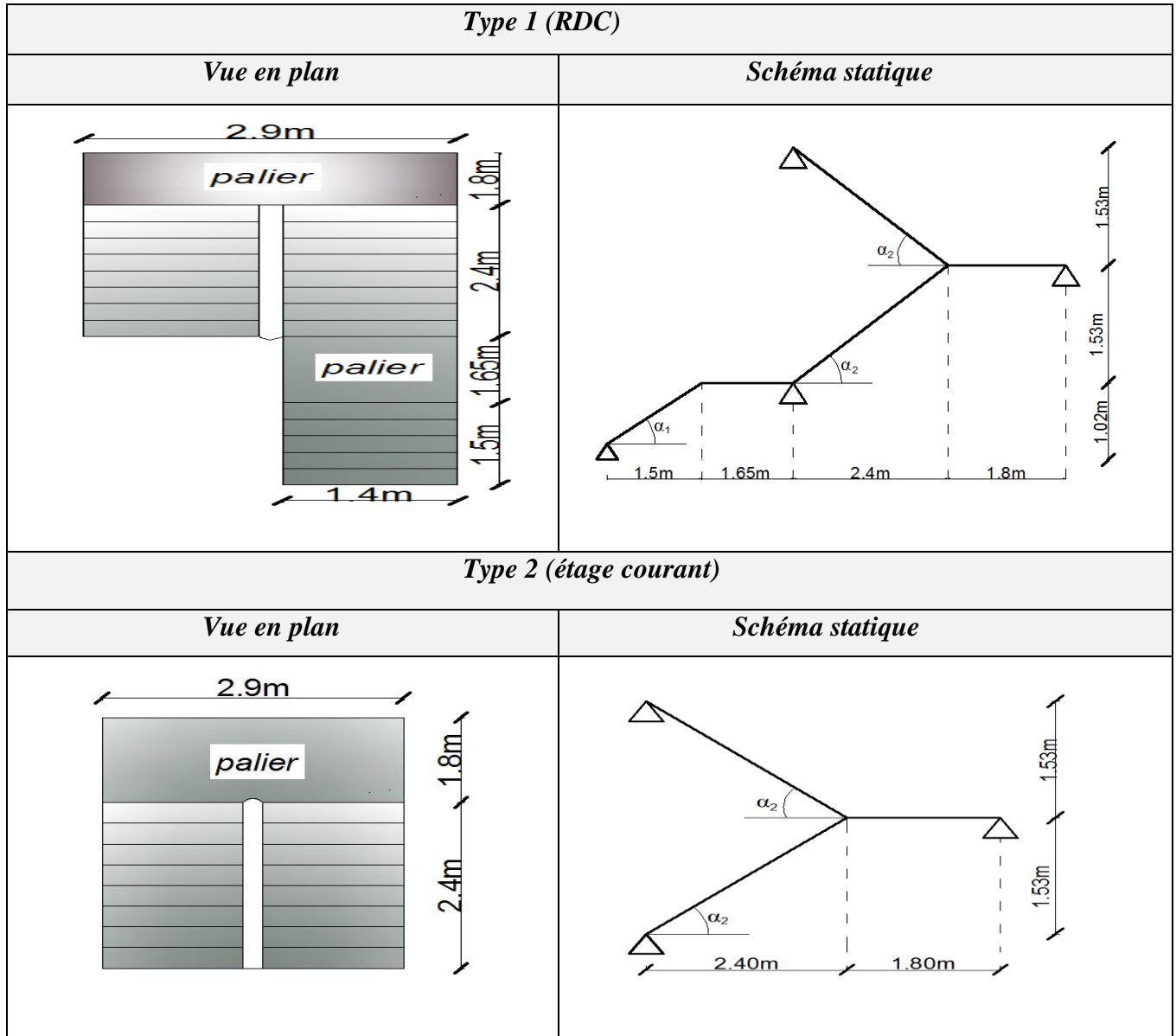


Figure II.7. Les types d'escaliers.

Formule de **BLO NDEL**

$$59\text{cm} < 2h + g < 64\text{cm}.$$

Et

$$g = \frac{L}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

Avec : $n - 1$: Nombre de marches ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

Épaisseur de la paillasse:

Elle est déterminée en respectant la condition de la flèche

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$$

Et

$$l = \sqrt{H^2 + L^2}$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus pour chaque type d'escalier :

Tableau II.2. Les dimensions des escaliers.

	Hauteur (m)	Volée	$H_{volée}$ (cm)	Inclinaison (α)	$L_{volée}$ (cm)	$l_{volée}$ (cm)	N ^{bre} de marche	Epaisseur (cm)
RDC	4.08	1	102	34.21	150	181.39	5	14
		2 et 3	153	32.52	240	284.62	8	
Étage	3.06	2 et 3	153	32.52	240	284.62	8	

II.7. Evaluation des charges et surcharges

1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3. Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids volumique KN/m^3	Poids (KN/m^2)
1	Gravillon de protection	0.06	20	1.2
2	Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
3	Isolation thermique	0.040	4	0.16
4	Forme de pente (1%)	0.10	22	2.2
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale		$G_{terrasse} = 6.73 KN/m^2$		
Charge d'exploitation		$Q = 1.00 KN/m^2$		

2. Plancher étage courant

Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher étage courant

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux (16+4)	0.20	14	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation	0.10	0.1	1
Charge permanente totale				$G = 5.21$
Surcharge d'exploitation				$Q = 1,50$

NB. Pour l'étage commerciale (RDC) la charge d'exploitation $Q = 2.5 KN/m^2$

3. Balcon (Dalle pleine)

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>épaisseur (m)</i>	<i>Densité(KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Dalle pleine	0.14	25	3
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4,36
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

Tableau II.5.Evaluation des charges de la dalle pleine

4.Murs extérieurs

Tableau II.6.Evaluation des charges des murs extérieures

N	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1	Brique creuse	0.15	9	1.35
2	Lame d'aire	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
5	Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 2,85

5.Les escaliers

5.1. Palier

Tableau II.7.Evaluation des charges du palier

<i>N</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1	Revêtement	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Dalle en BA	0.14	25	3,5
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4.86
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

5.2. La Volée

Tableau II.8. Evaluation des charges des la volées.

<i>N</i>	<i>Désignation des éléments</i>		<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1	Revêtement horizontale		0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale		0.13	20	0.26
3	Mortier de pose		0.02	20	0.4
4	Lit de sable		0.02	18	0.36
5	Marches		0.17* (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	Type1	0.14/(cos34.21°)	25	4.23
		Type2	0.14/(cos32.52°)		4.15
7	Enduit de plâtre		0.02	10	0.2
Charge permanente totale			Type1		<i>G = 7.72</i>
			Type2		<i>G = 6.64</i>
Surcharge d'exploitation					<i>Q = 2.50</i>

II.8. Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur d'après l'*Annexe II*:

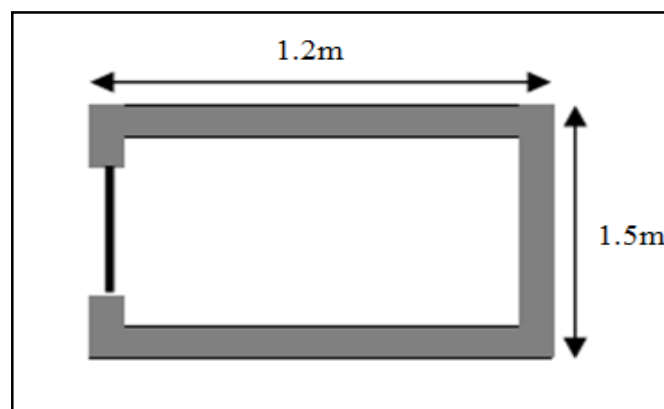


Figure II.8. Schéma de l'ascenseur

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1m/s$.
- Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$

➤ **Evaluation des charges et des surcharges**

Tableau II.9.Evaluation des charges de l'Ascenseur

<i>Poids propre de la dalle et de revêtement</i>	<i>La surface (m²)</i>	<i>Poids de la machine (KN /m²)</i>	<i>Poids total KN /m²</i>
$G_1=25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S=Lx \times Ly$ $=1.2 \times 1.5$	$G_2=F_c / S$ $=145/1.8$	$G=G_1+G_2$ $=5.88+80.55$
$G_1=5.88Kn/m^2$	$S=1.8$	$G_2=80.55$	$G=86.43$

Les charges d'exploitation est : $Q=1KN/m^2$

II.9. Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux sera établi en faisant le calcul de la section en béton ; après avoir effectué la descente de charge sur le poteau le plus sollicité. Les sections prisent au départ seront vérifiées par rapport aux critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critères de stabilité de forme.
- Règlement du RPA 99.

Les sections des poteaux préalablement adoptées sont :

- RDC + 1^{er} étage ----- (40*50)
- 2^{eme} et 3^{eme} étage ----- (40*45)
- 4^{eme} et 5^{eme} étage ----- (35*45)
- 6^{eme} étage ----- (35*40)
- 7^eme étage ----- (35*35)

a. La descente de charges

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

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

La descente de charge se fera pour deux types du poteau (B2 et B4) les plus sollicités, représenté si dessous :

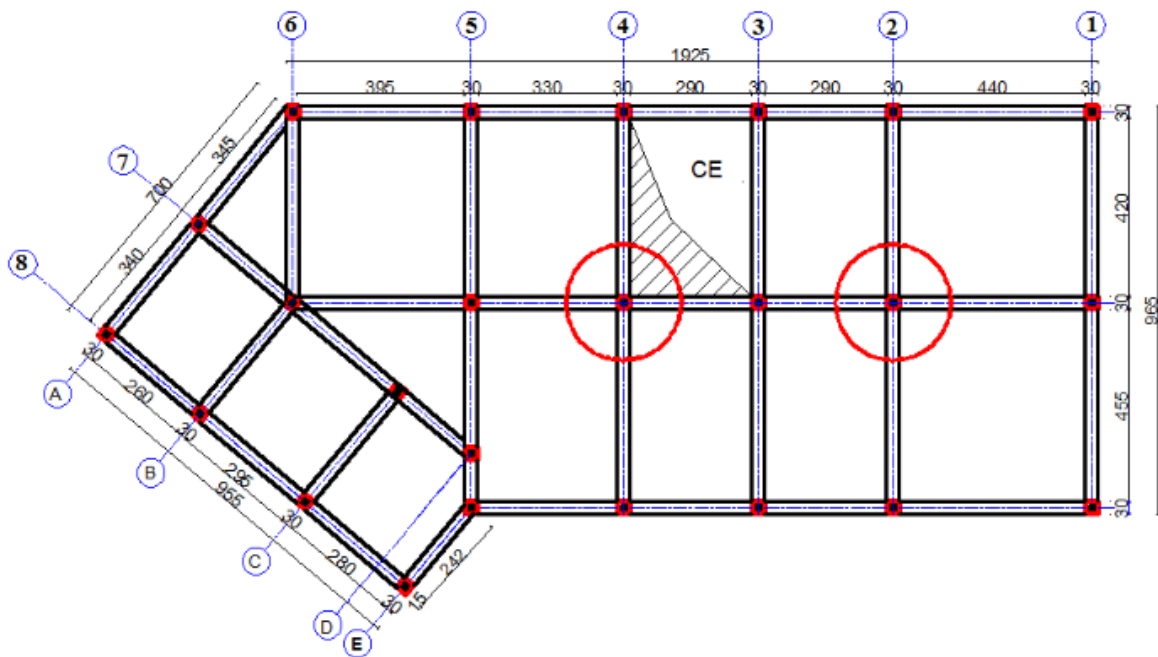


Figure II.9. Vue en plan des poteaux les plus sollicités

1. Poteau B2 (centré):

Les surfaces afférentes qui reviennent au poteau B2 sont représentées dans la figure suivante :

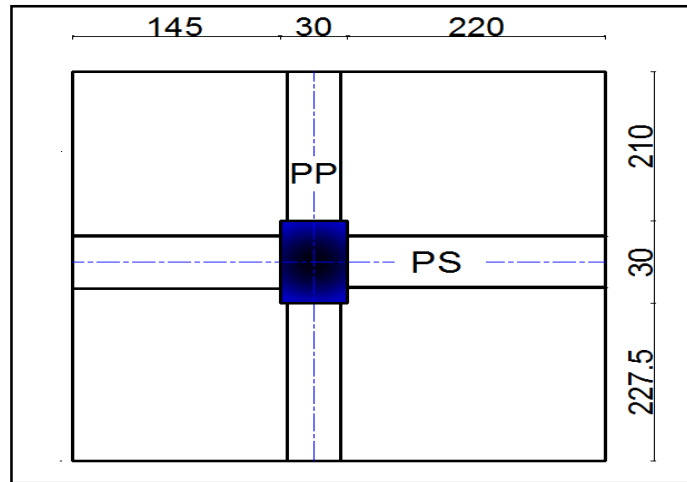


Figure II.10. La surface afférente du poteau R2

Calcul des surfaces afférentes

- Pour les charges d'exploitations :

$$S_{\text{terrasse}} = (1.45+0.3+2.20) \times (2.10+0.3+2.275) \Rightarrow S_{\text{terrasse}} = 18.467\text{m}^2$$

$$S_{\text{étage}} = (2.2 \times 2.1) + (2.2 \times 2.275) + (1.45 \times 2.1) + (1.45 \times 2.275) \Rightarrow S_{\text{étage}} = 15.97\text{m}^2$$

- Pour les charges permanentes :

$$S = (1.45+2.2) \times (2.1+2.275) \Rightarrow S = 15.97\text{m}^2$$

Surface de mur :

$$S = (1.45+2.2+2.1+2.275) \times (3.06-0.2) \Rightarrow S = 22.95\text{m}^2$$

Calcul de poids propre

Pour plancher terrasse : $G = 6.73\text{KN/m}^2 \Rightarrow P = G \times S \Rightarrow P = 124.28\text{KN}$

Pour plancher d'étage courant : $G = 5.21\text{Kn/m}^2 \Rightarrow P = 83.20\text{KN}$

Pour les poteaux : $P = S \times 25 \times h_e$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10. Evaluation des poids propre des poteaux

étages	R.D.C	1 ^{er} étage	2 ^{ème} au 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} au 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Surfaces (cm ²)	0.20	0.20	0.18	0.1575	0.14	0.122
Poids des poteaux(KN)	19.4	14.3	12.87	11.26	10.01	8.76

- **Poids des poutres**

Poutres principales (PP) : $P_{PP} = 25 \times (0.30 \times 0.40) \times 4.375 \Rightarrow P_{PP} = 13.125 \text{ KN}$

Poutres secondaires (PS): $P_{PS} = 25 \times (0.3 \times 0.35) \times 3.65 \Rightarrow P_{PS} = 9.58 \text{ KN}$

- **la loi de dégression des charges d'exploitations :**

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

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n, numéroté à partir du sommet de bâtiment.

Q a chaque niveau est déterminé comme suit :

Terrasse : Q_0

Etage 1 : $Q_0 + Q_1$

Etage 2 : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Etage 3 : $Q_0 + 0.9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ (DTR B.C 2.2.6.3)

Etage 4 : $Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Pour n étage ($n > 5$) : $Q_0 + ((3+n)/(2 \times n)) \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

- **Evaluation des charges G pour le poteau B2 :**

Les résultats de la descente de charge pour le poteau B2 sont dans le tableau suivant :

Tableau II.11. Descente de charge du poteau B2

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N7	Plancher terrasse	124.28	
	PP (30×40) cm ²	13.125	
	PS (30×35) cm ²	9.58	
	Poteau (35×35) cm ²	8.76	
	Σ	155.75	18.467
N6	Venant de N7	155.75	
	Plancher d'étage (16+4)	83.20	
	PP (30×40) cm ²	13.125	
	PS (30×35) cm ²	9.58	
	Poteau (35×40) cm ²	10.01	
	Σ	271.66	40.697
	Venant de N6	271.66	
	Plancher d'étage (16+4)	83.20	
	PP (30×40) cm ²	13.125	

<i>N5</i>	PS (30×35) cm ²	9.58	
	Poteau (35×45) cm ²	11.26	
	Σ	388.83	60.70
<i>N4</i>	Venant de N5	388.83	
	Plancher d'étage (16+4)	83.20	
	PP (30×40) cm ²	13.125	
	PS (30×35) cm ²	9.58	
	Poteau (35×45) cm ²	11.26	
	Σ	506	78.49
<i>N3</i>	Venant de N4	506	
	Plancher d'étage (16+4)	83.20	
	PP (30×40) cm ²	13.125	
	PS (30×35) cm ²	9.58	
	Poteau (40×45) cm ²	12.87	
	Σ	624.78	94.049
<i>N2</i>	Venant de N3	624.78	
	Plancher d'étage (16+4)	83.20	
	PP (30×40) cm ²	13.125	
	PS (30×35) cm ²	9.58	
	Poteau (40×45) cm ²	12.87	
	Σ	743.56	107.39
<i>N1</i>	Venant de N2	743.56	
	Plancher d'étage (16+4)	83.20	
	PP (30×40) cm ²	13.125	
	PS (30×35) cm ²	9.58	
	Poteau (40×50) cm ²	14.3	
	Σ	863.77	118.50
<i>N0</i>	Venant de N1	863.77	
	Plancher d'étage (16+4)	83.20	
	PP (30×40) cm ²	13.125	
	PS (30×35) cm ²	9.58	
	Poteau (40×50) cm ²	19.4	
	Σ	989.075	129.62
<i>total</i>	Σ	989.075	129.62

$$N_u = 1529.68 \text{ KN}$$

$$N_s = 1118.7 \text{ KN}$$

2. Poteau B4 (poteau de la cage d'escalier)

Les surfaces afférentes qui reviennent au poteau B4 sont représentées dans la figure suivante :

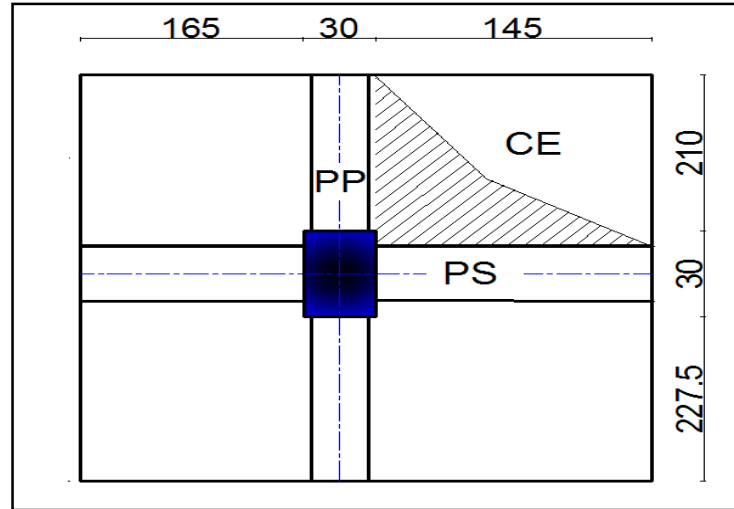


Figure II.11. La surface afférente du poteau B4

Calcul des surfaces afférentes

- Pour les charges d'exploitations

$$S_{\text{terrasse}} = (1.65 + 0.3 + 1.45) \times (2.1 + 0.3 + 2.275) \Rightarrow S = 15.9 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{étage}} = (1.65 \times 2.1) + (1.65 \times 2.275) + (1.45 \times 2.1) + (1.45 \times 2.275) \Rightarrow S_{\text{étage}} = 13.56 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes

$$S = (1.65 + 1.45) \times (2.1 + 2.275) \Rightarrow S = 13.56 \text{ m}^2$$

Surface de mur :

$$S = (1.65 + 2.1 + 2.275) \times (3.06 - 0.2) \Rightarrow S = 17.23 \text{ m}^2$$

Calcul de poids propre

Pour plancher terrasse : $P = G \times S \Rightarrow P = 107 \text{ KN}$

Pour plancher d'étage courant :

$$G = 5.21 \text{ Kn/m}^2 \Rightarrow P = 70.65 \text{ KN}$$

Poutre principale : $P_{PP} = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 4.375 \Rightarrow P_{PP} = 13.13 \text{ KN}$

Poutre secondaire : $P_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.1 \Rightarrow P_{PS} = 8.14 \text{ KN}$

Pour les poteaux : $P = S \times 25 \times h_e$ (déjà calculer pour le poteau B2)

- **Evaluation des charges G pour le poteau B4 :**

Les résultats de la descente de charge pour le poteau B4 sont dans le tableau suivant :

Tableau II.12.Descente de charge du poteau B4

<i>Niveau</i>	<i>Eléments</i>	<i>G(KN)</i>	<i>Q(KN)</i>
N7	Plancher terrasse	107	
	PP (30×40) cm ²	13.13	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (35×35) cm ²	8.76	
	Σ	137.03	16.129
N6	Venant de N7	137.03	
	Plancher d'étage (16+4)	70.65	
	PP (30×40) cm ²	13.13	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	escalier	19.78	
	Poteau (35×40) cm ²	10.01	
Σ	258.74	35.33	
N5	Venant de N6	258.74	
	Plancher d'étage (16+4)	70.65	
	PP (30×40) cm ²	13.13	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	escalier	19.78	
	Poteau (35×45) cm ²	11.26	
Σ	381.7	52.41	
N4	Venant de N5	381.7	
	Plancher d'étage (16+4)	70.65	
	PP (30×40) cm ²	13.13	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	escalier	19.78	
	Poteau (35×45) cm ²	11.26	
Σ	504.66	67.68	
	Venant de N4	504.66	
	Plancher d'étage (16+4)	70.65	
	PP (30×40) cm ²	13.13	

N3	PS (30×35) cm ²	8.14	
	escalier	19.78	
	Poteau (40×45) cm ²	12.87	
	Σ	629.23	81.052
N2	Venant de N3	629.23	
	Plancher d'étage (16+4)	70.65	
	PP (30×40) cm ²	13.13	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	escalier	19.78	
	Poteau (40×45) cm ²	12.87	
Σ	753.8	92.509	
N1	Venant de N2	753.8	
	Plancher d'étage (16+4)	70.65	
	PP (30×40) cm ²	13.13	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	escalier	19.78	
	Poteau (40×50) cm ²	19.4	
Σ	884.9	102.06	
N0	Venant de N1	884.9	
	Plancher d'étage (16+4)	70.65	
	PP (30×40) cm ²	13.13	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	escalier	19.78	
	Poteau (40×50) cm ²	19.4	
Σ	1016	111.604	
$Nu = 1.35Gt + 1.5Qt = 1539KN$		$Ns = Gt + Qt = 1127.6KN$	

- **Récapitulation des résultats**

Tableau II.13. Les résultats obtenus pour les deux poteaux B2 et B4

<i>Poteaux</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q (KN)</i>	<i>Nu (KN)</i>	<i>Ns (KN)</i>
Poteau B-2	990.31	129.62	1531.35	1119.93
Poteau B-4	1016	111.604	1539	1127.6

→ On remarque que le poteau **B4** est le plus sollicité.

b. La vérification du poteau le plus sollicité (B4)

✓ **Vérification à la compression :**

Elle se fera à l'ELU sous la combinaison : $N_u = (1.35 G + 1.5 Q)$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B_{cal}} \leq f_{bu} = 14.2 \text{Mpa} ; \quad \text{Avec : } B : \text{section du béton.}$$

$$N_u = 1,35 * 1016 + 1,5 * 111.604 = \mathbf{1539 \text{kN.}}$$

Selon le **BAEL** N_u doit être majoré de 10%

$$N_u^* = 1,1 * 1539 = \mathbf{1692.9 \text{kN.}}$$

$$B_{cal} \geq \frac{N_u^*}{f_{bu}} \Rightarrow B_{cal} \geq \frac{1692.9 * 10^{-3}}{14.2} = 0.119$$

Soit : $B = 0,40 * 0,50 = \mathbf{0,20 \text{ m}^2}$. -----Condition vérifiée.

Les résultats de la vérification à la compression sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.14.résultat de vérification a la compression simple

<i>Poteau</i>	<i>R.D.C et 1^{er} étage</i>	<i>2^{eme} et 3^{eme} étage</i>	<i>4^{eme} et 5^{eme} étage</i>	<i>6^{eme} étage</i>	<i>7^{eme} étage</i>
$N_u^*(KN)$	1692.9	1272.04	861.09	442.53	230.1
$B (m^2)$	0.20	0.18	0.1575	0.14	0.1225
$B_{cal} (m^2)$	0.119	0.089	0.06	0.031	0.016
Condition $B > B_{cal}$	<i>vérifiée</i>				

✓ **Vérification au flambement (stabilité de forme) :**

On doit vérifier que :
$$N_u^* \leq \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r : section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b - 2) * (h - 2)$

A_s : section des armatures calculées

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

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{[1 + 0.2 * (\frac{\lambda}{35})^2]} & \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 * (50/\lambda)^2 & \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

l_f : longueur de flambement : $l_f = (0,7 * l_0)$.

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

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

I: moment d'inertie: $I = h * b^3 / 12$.

L_0 ; longueur du poteau.

$$L_f = 0,7 * 3,88 = 2,72 \text{ m.}$$

$$B = 0,40 * 0,50 = 0,2 \text{ m}^2.$$

$$I = (0,40 * 0,50^3) / 12 \Rightarrow I = 4,16 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{4,16 * 10^{-3}}{0,2}} = 0,144 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,72}{0,144} = 18,88 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,85 / [1 + 0,2 * (\lambda / 35)^2]$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,80$$

D'après le **BAEL 91/modifiées 99** : pour diminuer B_r on admet que $\frac{A_y}{B} = 1\%$

On doit vérifier que :

$$B_r^{cal} = \frac{N_u^*}{\alpha * (\frac{f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s})} = \frac{1692,9 * 10^{-3}}{0,8 * (\frac{25}{0,9 * 1,5} + \frac{400}{100 * 1,15})} = 0,096$$

$$\Rightarrow B_r^{cal} = \mathbf{0,096 \text{ m}^2}.$$

Or : $B_r = (0,40 - 0,02) * (0,50 - 0,02) = \mathbf{0,1824 \text{ m}^2}$

$$B_r = 0,1824 \text{ m}^2 > B_r^{cal} = \mathbf{0,096 \text{ m}^2}. \text{----- Vérifiée.}$$

Les résultats de la vérification au flambement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.15 : Résultat de vérification au flambement.

	<i>RDC</i>	<i>1^{er}</i> <i>étage</i>	<i>2^{eme}</i> <i>étage</i>	<i>3^{eme}</i> <i>étage</i>	<i>4^{eme}</i> <i>étage</i>	<i>5^{eme}</i> <i>étage</i>	<i>6^{eme}</i> <i>étage</i>	<i>7^{eme}</i> <i>étage</i>
λ	18.88	13.90	15.41	15.41	15.41	15.41	17.33	19.81
α	0.80	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.80
N_u^*	1692.9	1482.48	1272.04	1068.14	861.09	653.3	442.53	230.1
B_r^{cal}	0.096	0.082	0.070	0.059	0.047	0.036	0.025	0.013
B_r	0.1824	0.1824	0.1634	0.1634	0.1419	0.1419	0.1254	0.1089
<i>observation</i>	<i>Vérifiée.</i>							

✓ Vérification aux exigences de l'RPA

Tableau II.16 : Résultat de vérification aux exigences de l'RPA

Poteau	R.D.C	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
$\text{Min}(b \times h) \geq 25\text{cm}$	40*50	40*50	40*45	35*45	35*40	35*35
$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	19.4	14.3	14.3	14.3	14.3	14.3
$0.25 < \frac{b}{h} < 4$	0.8	0.8	0.88	0.77	0.875	1
<i>vérifiée</i>						

II.10. Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par **RPA99.V2003**, **BAEL91** et **CBA93**, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

Les sections adoptées sont :

Les poteaux :

RDC et 1^{er} étage : ----- (40×50) cm²

2^{ème} et 3^{ème} étage : ----- (40×45) cm²

4^{ème} et 5^{ème} étage : ----- (35×45) cm²

6^{ème} étage : ----- (35×40) cm²

7^{ème} étage : ----- (35×35) cm²

Poutres principales : ----- (30×40) cm²

Poutres secondaires : ----- (30×35) cm²

Les voiles :

$e_{\text{Rdc}} = 20 \text{ cm.}$

$e_{\text{étage}} = 15 \text{ cm.}$

Dalle pleine et escalier :

$e = 14\text{cm}$

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories :

Eléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, dalle pleine, escalier, acrotère et l'ascenseur).

III.2. Etude des planchers

Un plancher est une aire plane, destinée à limiter les étages et dont les 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 ainsi que la transmission des charges.

III.2.1. Plancher à corps creux :

III.2.1.1. les différents types de poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères suivants :

-Critère de la petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

-Critère de continuité : les poutrelles sont disposées dans le sens qui possède le plus grand nombre d'appui possible.

Dans notre cas, les poutrelles sont disposées selon le premier critère comme suite :

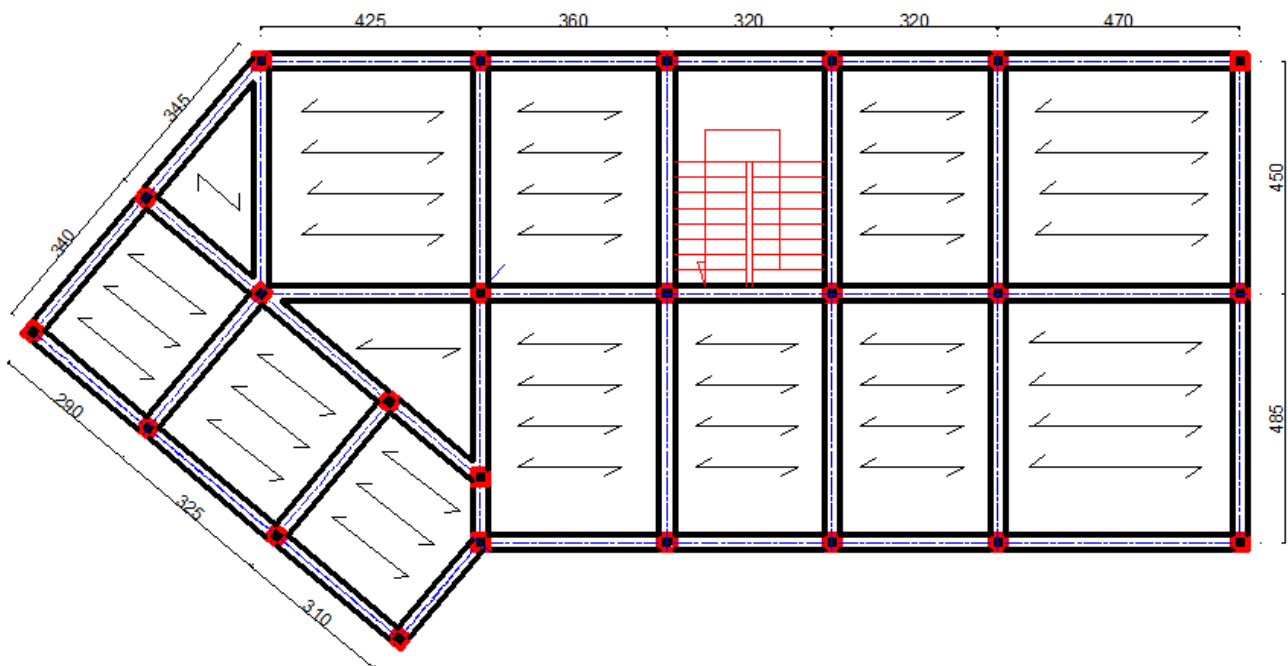
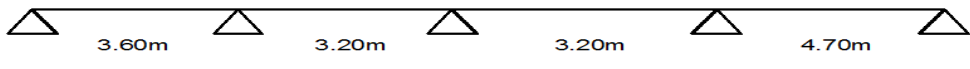



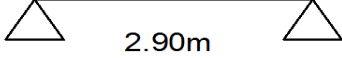

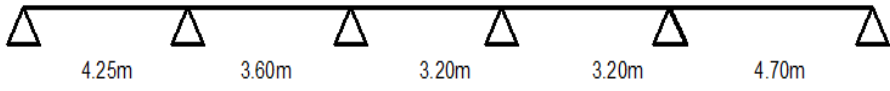


Figure III.1. Sens de la disposition des poutrelles

Le sens de disposition adopté donne naissance à des différents types de poutrelles selon le nombre d'appuis comme elles sont résumées sur le tableau suivant :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
Type1	
Type2	 (uniquement pour étage courant)
Type3	 (uniquement pour étage courant)
Type4	
Type5	
Type6	 (uniquement pour étage courant)
Type7	 (uniquement pour terrasse inaccessible)

Remarque : les types 1,4 et 5 sont communs pour les deux planchers (étage courant et terrasse).

Dans ce qui suit, le calcul des sollicitations ainsi que le ferrailage se fera en basant sur les poutrelles les plus sollicitées de l'étage courant et le plancher terrasse inaccessible .après analyse du tableau.III.1, on voit bien que l'étude se résume uniquement sur les types 2, 3 et 6 pour plancher étage courant et le type 7 pour le plancher terrasse inaccessible.

➤ **calcul des charges revenant aux poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues.

○ **Plancher étage courant :**

$$G = 5.21\text{kn}/m^2. Q = 1.5\text{kn}/m^2.$$

$$q_u = ((1.35 \times 5.21) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 6.03\text{kn}/\text{ml}.$$

$$q_s = (5.21+1.5) \times 0.65 = 4.36\text{KN}/\text{ml}.$$

○ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.73 \text{kn/m}^2 ; Q = 1 \text{kn/m}^2$$

$$q_u = ((1.35 \times 6.73) + (1.5 \times 1)) \times 0.65 = 6.88 \text{kn/ml}$$

$$q_s = (6.73+1) \times 0.65 = 5.02 \text{kn/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

▪ **Méthode de calculs :**

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

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

a-Méthode forfaitaire :

❖ Condition d'application :

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

Il faut que :

-le plancher soit à surcharge modérée c'est -à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{kn/m}^2)$.

-Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.

-La fissuration est peu nuisible.

-Que le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

❖ Exposée de la méthode :

Soit une poutrelle continue soumise à une charge q.

Et soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$; avec α : coefficient d'importance.

∞ **Les moments :**

○ **Moment sur appuis :**

-Appuis de rive :

Les moments au niveau des appuis de rive sont nuls, cependant le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à ($M_a^{rive} = -0.15M_0$).

-Appuis intermédiaires :

$$M_a = \begin{cases} -0.6M_0 : & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ -0.5M_0 : & \text{pour les appuis voisins de l'appui de rive.} \\ -0.4M_0 : & \text{pour les autres appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

Tel que :

$M_0 = \frac{ql_i^2}{8}$: Le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

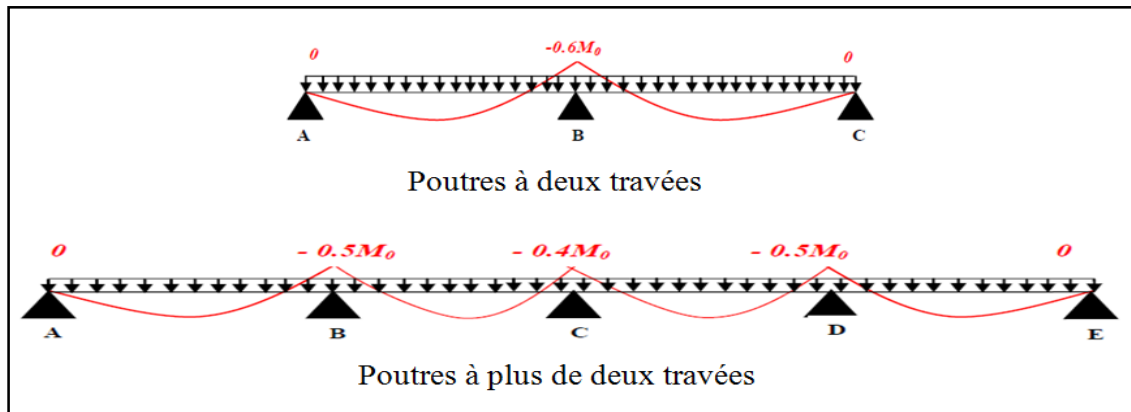


Figure III.2.Evaluation des moments fléchissant

○ **Moment en Travées :**

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

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a): Si c'est une travée de rive.

(b): Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Le moment maximale entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

∞ **Les efforts tranchants :**

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

○ Soit par la méthode RDM :

○ Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

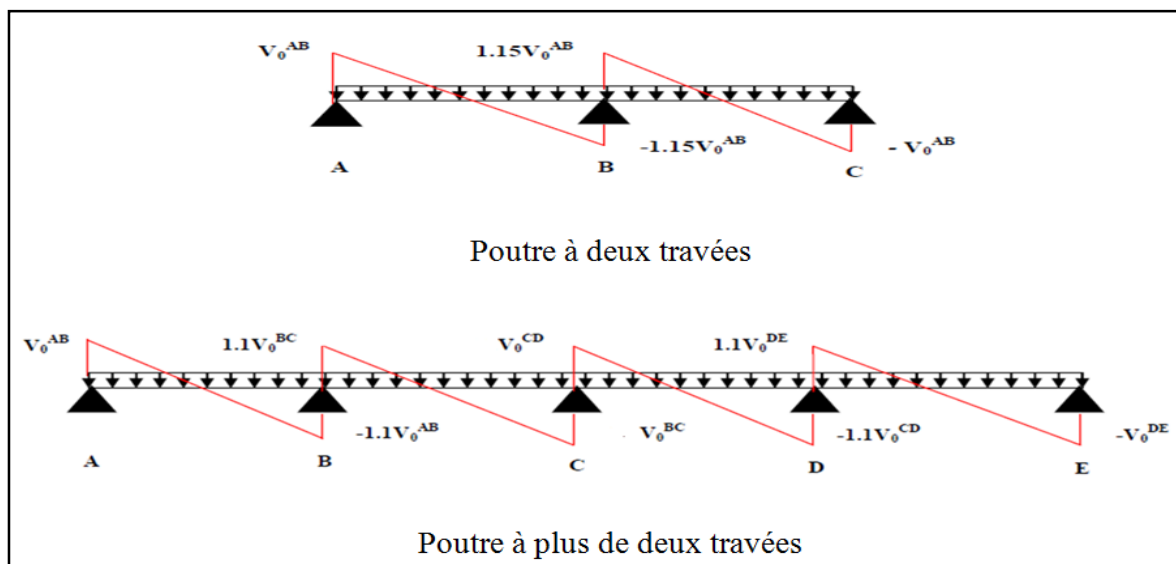


Figure III.3. Evaluation des efforts tranchants.

b. Méthode de Caquot :

➤ **Condition d'application :**

Cette méthode s'applique essentiellement pour les planchers à surcharge élevé, mais lorsque l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire est pas vérifiée, on ne peut pas appliquer cette méthode .si une des trois conditions restantes de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaites dans ce cas on applique la méthode de *Caquot* minorée ;là On remplace la charge permanente G par \hat{G} qui égale à $\frac{2}{3} G$, pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.

➤ **Principe de la méthode :**

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

○ **Moment en appuis** $\rightarrow M_i = - \frac{q_g L_g^3 + q_d L_d^3}{8.5(L_g + L_d)}$

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

$L' = \left\{ \begin{array}{l} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{array} \right.$

○ **Moment en travée :**

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

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -qX + q \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{qL}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

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

○ **Evaluation des efforts tranchants :**

$$V = \frac{dM}{dX} = q \frac{L}{2} - qX - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.2.2. Etude de Plancher étage courant :

Dans ce qui suit-on exposera l'étude détaillée des trois poutrelles (2, 3 et 6) :

$$\text{On a: } G = 5.21 \text{KN.m}^2; Q = 1.5 \text{KN.m}^2. \Rightarrow \begin{cases} q_u = 6.03 \text{kn/ml.} \\ q_s = 4.36 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

➤ **Poutrelle Type 02 :**

La condition du rapport entre deux travées successives $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ n'est pas vérifiée, donc on utilise la méthode de *CAQUOT* minorée.

$$\hat{G} = 5.21 \times \frac{2}{3} = 3.47 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = ((1.35 \times 3.47) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 4.51 \text{KN/ml.}$$

$$q_s = (4.5 + 1.5) \times 0.65 = 3.9 \text{KN/ml.}$$

⇒ **Calcul des moments isostatiques :**

A L'ELU :

$$\text{Travée AB : } M_{01}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{4.51 \times 3.20^2}{8} = 5.77 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{4.51 \times 4.70^2}{8} = 12.45 \text{KN.m}$$

A L'ELS :

$$\text{Travée AB : } M_{01}^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{3.9 \times 3.20^2}{8} = 4.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02}^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{3.9 \times 4.70^2}{8} = 10,76 \text{ KN.m}$$

◆ **Aux appuis :**

→ les longueurs fictives :

$$L = \begin{cases} 0.8L: \text{travée intermédiaire} \\ L: \text{travée dérivée} \end{cases}$$

$$\hat{L}_{AB} = L_{AB} = 3.20 \text{m.}$$

$$L_{BC} = L_{BC} = 4.70 \text{ m.}$$

Appuis de rives : $M_A = M_C = 0$

Le **BEAL** exige des aciers de fissuration:

$$M^U_A = M^U_D = -0.15M^U_0 = -1.863 \text{ kn.m}$$

$$M^S_A = M^S_D = -0.15M^S_0 = -1.61 \text{ kn.m}$$

Appuis intermédiaire : Appui B

$$\begin{cases} M^U_B = -\frac{4.51(3.20^3+4.70^3)}{8.5(3.20+4.70)} = -9.2 \text{ KN.m} \\ M^S_B = -\frac{3.9(3.20^3+4.70^3)}{8.5(3.20+4.70)} = -7.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

♦ **En travées** :

On reprend la totalité de G au lieu de \hat{G} , donc on aura :

$$q_u = ((1.35 \times 5.21) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 6.03 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (5.21+1.5) \times 0.65 = 4.36 \text{ KN/ml.}$$

Les moments entravés seront calculés par l'expression suivante :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$\Sigma M/I = 0: \Rightarrow M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2}(l - x)$$

A l'ELU :

♦ *Travée AB :*

$$M_{tAB}^{(x)} = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) = M_0(x) + M_d \left(\frac{x}{L_1}\right) = q \frac{x}{2}(L_1 - x) + M_B \left(\frac{x}{L_1}\right).$$

$$\frac{dM_t^{AB}}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{q \cdot L_1}{2} - qx - \frac{M_B}{L_1} = 0 \Rightarrow x_0 = \frac{L_1}{2} + \frac{M_B}{qL_1}$$

$$\begin{cases} x_0 = 1.13 \text{ m à l'ELU} \\ x_0 = 1.08 \text{ m à l'ELS} \end{cases} \Rightarrow x_0 = \mathbf{1.13 \text{ m}}$$

$$M_{tAB}^{max} = M(x_0 = 1.13) = 6.03 \frac{1.13}{2} (3.20 - 1.13) - 12.23 \left(\frac{1.13}{3.20}\right) = \mathbf{2.73 \text{ KN.m}}$$

A l'ELS: $\rightarrow M_{tAB}^{max} = \mathbf{2.5 \text{ KN.m}}$

♦ *Travée BC :*

$$M_{tBC}^{(x)} = M_0(x) + M_B \left(1 - \frac{x}{L_2}\right)$$

$$\frac{dM_t^{BC}}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{q \cdot L_2}{2} - qx - \frac{M_B}{L_2} + \frac{M_C}{L_2} = 0$$

$$x_0 = \frac{L_2}{2} + \frac{M_B}{qL_2} \text{ donc : } \begin{cases} x_0 = 2.02 \text{ m à l'ELU} \\ x_0 = 1.98 \text{ m à l'ELS} \end{cases} \Rightarrow x_0 = \mathbf{2.02 \text{ m}}$$

A l'ELU:

$$M_{tBC}^{max} = \frac{6.03 \times 2.02}{2} (4.70 - 2.02) - 9.20 \left(1 - \frac{2.02}{4.70}\right) = \mathbf{11.1 \text{ KN.m}}$$

AL'ELS:

$$M_{tBC}^{max} = 7.59 \text{KN.m}$$

⇒ Calcul des efforts tranchants :

$$v = v_0 + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

Avec : $v_0 = \pm \frac{ql}{2}$: effort tranchant isostatique.

$$\diamond \text{ Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{q \cdot L_1}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_1} = 9.65 \text{kn} \\ V_B = -\frac{q \cdot L_1}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_1} = -12.52 \text{kn} \end{cases}$$

$$\diamond \text{ Travée BC : } \begin{cases} V_A = \frac{q \cdot L_2}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_2} = 13.78 \text{kn} \\ V_B = -\frac{q \cdot L_2}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_2} = -16.13 \text{kn} \end{cases}$$

➤ Poutrelle type 03

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées pour Le types 03.

⇒ Calcul des moments isostatiques :

A L'ELU :

$$\text{Travée AB : } \rightarrow M_{01}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,03 \times 4,25^2}{8} = 13,61 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } \rightarrow M_{02}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,03 \times 3,60^2}{8} = 9,76 \text{KN.m}$$

A L'ELS :

$$\text{Travée AB : } \rightarrow M_{01}^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,36 \times 4,25^2}{8} = 9,84 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } \rightarrow M_{02}^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,36 \times 3,60^2}{8} = 7,06 \text{KN.m}$$

⇒ Calcul des moments en appuis :

$$M_A = M_D = 0$$

Le **BEAL** exige des aciers de fissuration:

$$M_A^U = M_D^U = -0,15 M_{01}^U = -2,04 \text{kn.m}$$

$$M_A^S = M_D^S = -0,15 M_{01}^S = -1,48 \text{kn.m}$$

$$M_B^U = 0,6 \text{Max} (M_{01}, M_{02}) = -0,6 M_{01} = -8,166 \text{KN.m}$$

$$M_B^S = 0,6 \text{Max} (M_{02}, M_{03}) = -0,6 M_{01} = -5,90 \text{KN.m}$$

A L'ELU :

⇒ **Calcul des Moments en travées** : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0,224$

$$\text{Travée AB : } \Rightarrow \begin{cases} M_t^{AB} > 0.767M_0^1 \\ M_t^{AB} > 0.634M_0^1 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = \mathbf{10.43KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } \Rightarrow \begin{cases} M_t^{BC} > 1.067M_0^2 - 0.3M_0^1 \\ M_t^{BC} > 0.634M_0^2 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = \mathbf{7.48kn.m}$$

A L'ELS :

$$\text{Travée AB : } \Rightarrow \begin{cases} M_t^{AB} > 0.767M_{01}^S \\ M_t^{AB} > 0.634M_{01}^S \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = \mathbf{7.54 kn.m}$$

$$\text{Travée BC : } \Rightarrow \begin{cases} M_t^{BC} > 1.067M_{02}^S - 0.3M_{01}^S \\ M_t^{BC} > 0.634M_{02}^S \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = \mathbf{4.47kn.m}$$

⇒ **Calcul des efforts tranchants :**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.03 \times 4.25}{2} = \mathbf{12.81 kn.m} \\ V_B = -1.15 \frac{6.03 \times 3.60}{2} = \mathbf{-14.73 kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 1.15 \frac{q_u \times L}{2} = 1.15 \frac{6.03 \times 4.25}{2} = \mathbf{14.73 kn.} \\ V_C = -\frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.03 \times 3.60}{2} = \mathbf{-12.38 kn} \end{cases}$$

➤ **Poutrelle Type 6 :**

$$M_0^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.03 \times 4.25^2}{8} = \mathbf{13.61KN.m}$$

$$M_0^S = \frac{q_S \times L^2}{8} = \frac{4.36 \times 4.25^2}{8} = \mathbf{9.84kn.m}$$

A l'ELU:

$$M_t^{AB} = M_0^u = \mathbf{13.6KN.m}$$

$$M_A = M_B = -0.15M_0^u = \mathbf{-2.04KN.m}$$

A L'ELS :

$$M_t^{AB} = M_0^S = \mathbf{9.84KN.m}$$

$$M_A = M_B = -0.15M_0^S = \mathbf{-1.48KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{6.03 \times 4.25}{2} = \mathbf{12.81kn.m}$$

Les résultats de tous les types sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.2. Les sollicitations des poutrelles (étage courant).

Les types	ELU ($q_u = 6.03 \text{ KN}$)			ELS ($q_s = 4.36 \text{ KN}$)	
	$M_{appui} (max)$ (KN.m)	$M_{travée} (max)$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{appui} (max)$ (KN.m)	$M_{travée} (max)$ (KN.m)
Type 2					
	-1.86	11.10	16.13	-1.61	7.59
Type 3					
	-2.04	10.43	14.73	-1.48	7.54
Type 6					
	-1,48	13,6	12,81	-1.48	9,84

III.2.2.1. Ferrailage de Plancher étage courant :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort tranchant

⇒ Calcul des armatures longitudinales :

◆ En travée :

On a : $M_t^u = 13.60 \text{ KN.m}$

$b = 65 \text{ cm}$; $h_o = 4 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times (0,18 - \frac{0,04}{2}) = 0,05907 \text{ Mn.m} = 59,07 \text{ KN.m}$

$M_{tu} > M_u$ alors, on calcul une section ($b \times h$).

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1360 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,0455 < 0,186$$

On est en pivot A et $\epsilon_s = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Et $\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimé ($A' = 0$)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0455}) = 0,058$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,058) = 0,176 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{13,60 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 4,06 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,23 \text{ cm}^2$$

On prend : $3HA12 = 3.39\text{cm}^2$

III.2.2.2. Vérification

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

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

$A_{\min} < A_{cal}$ -----condition vérifiée

◆ **En appuis intermédiaire :**

$$M_a^{int} = -9,2 < 0 \Rightarrow \text{La table est tendue} \Rightarrow \text{elle n'intervient pas dans la résistance}$$

\Rightarrow revient à calculer une section $b_0 \times h$.

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,2 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,199 > 0,186$$

On est en pivot B $\Rightarrow \alpha = 0,34 \Rightarrow$ calcul de f_{st}

$$\varepsilon_s = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-0,34}{0,34} \right) = 6,80\text{‰}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_e = 1,74\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348\text{Mpa}$$

$U_{bu} < u_l \Rightarrow \dot{A} = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,199}) = 0,280$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,280) = 0,159 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{9,2 \times 10^{-3}}{0,159 \times 348} = 1,1.6666 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,66\text{cm}^2.$$

On prend : $1HA10 + 1HA12 = 1,92\text{cm}^2$.

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_t / f_e = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.22\text{cm}^2$$

$A_{\min} < A$ -----Condition vérifiée.

◆ **En Appui de rive :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de $(b_0 \times h)$ cm² car la table de Compression est entièrement tendue.

$$\text{On a : } M_a = -2,04\text{KN.m}$$

Les résultats de calcul de la section d'acier sont récapitulés dans le tableau Suivant :

Tableau III.5. Ferrailage appuis de rive

μ	α	Z(m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
0.044	0.056	0.175	0.60	0.33	1HA10 = 0.79

✓ **Vérification de l'effort tranchant :0**

On a : $V_u=16.13KN$

La fissuration est peut nuisible donc $\zeta_{adm} = \min(\frac{0.2f_c28}{\sigma_b}; 5MPa)=3.33MPa$

$$\tau_u = \frac{v}{b_0 d} = \frac{16.13 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,896MPa < \zeta_{adm} \text{-----condition vérifiée.}$$

⇒ **Calcul des armatures transversales :**

→ D'après le **BAEL 91(Art A.7.2.2.2)**

$$\phi_t < \min\left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{lmin}\right); \phi_t < \min\left(\frac{10}{10}, \frac{20}{35}, 1, 2\right) = 0,57cm^2.$$

On choisit un étrier $\phi_6: \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57cm^2.$

⇒ **Calcul de l'espacement S_t :**

$$\begin{cases} s_{t1} \leq \min[09d ; 40cm] \Rightarrow s_{t1} \leq 16,2cm. \rightarrow (FPN). \\ s_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} \Rightarrow s_{t2} = 57cm. \\ s_{t3} \leq \frac{08 A_t f_e}{b_{0[\tau_u-03ft28]}} \Rightarrow s_{t3} = 43,43cm. (K = 1, \alpha = 90^0) \end{cases}$$

$$S_t \leq \min(s_{t1}, s_{t2}, s_{t3}) = 15cm.$$

On choisit un étrier ϕ_6 chaque espacement $S_t = 15cm.$

Tableau III.6.Ferrailage du plancher étage courant.

Nature	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}$
Travée	0.0528	0.0681	0.176	2.59	1.41	3HA12=3.39cm ²
Appuis(inter)	0.199	0.280	0.159	1.66	0.22	1HA10+1HA12=1.92cm ²
Appuis (rive)	7.93*10 ⁻³	0.010	0.178	0.38	0.33	1HA10=0.79cm ²

✓ **Vérfications à l'ELU :**

1-Vérification des armatures longitudinales :

$$A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right] \dots \text{pour l'appui intermédiaire.}$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \dots \text{Pour l'appui de rive.}$$

Remarque : on prend le moment en appui avec son signe.

♦ **Appui intermédiaire :**

$$A_I = A_{int} + A_{sup} = 2.36 \text{cm}^2, \quad V_u = 18.845 \text{KN}, \quad M_u = -9.2 \text{KNm}$$

$$A_I > \frac{\delta_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right] = \frac{1.15}{400} \left[16.13 + \frac{9.2}{0.9 \times 0.18} \right] = 0.166 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_I = 2.36 \text{cm}^2 > 0.166 \text{cm}^2 \text{-----Vérfiée}$$

♦ **Appui de rive :**

$$V_u = 16.13 \text{KN}.$$

$$A_I \geq \frac{1.15}{400} \times 16.13 \times 10^{-3} = 0.79 \text{cm}^2 \geq 0.46 \text{cm}^2 \text{-----Vérfiée.}$$

2- Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \text{-----(1)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a b_0} \text{-----(2)}$$

$$(2) \text{ dans } (1) \Leftrightarrow v_u \leq 0.267 \times a_0 \times b_0 \times f_{c28}.$$

Avec :

$$a = \min [0.9d, \text{longueur de l'appui} - 4\text{cm}] = \min [0.9 \times 18, 40 - 4] = 16.2 \text{cm}.$$

$$v_u \leq 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 25 = 108.135 \text{KN}.$$

3- Vérification à la jonction table nervure : la vérification à faire est la suivante :

$$\tau_1^u = \frac{b_1 v_u}{0.9 b h_0 d} < \tau_{adm}; \text{ avec } : b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{cm}.$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \times 16.13 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} = 1.05 \text{MPa} < 5 \text{MPa} \Rightarrow \text{pas risque de rupture à la jonction table nervure.}$$

Vérifications à L'ELS :

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

• Si $H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow vérification d'une section (b×h)

• Si $H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow vérification d'une section en T

♦ **En travées :**

$$H = \frac{0.65}{2} (0.04)^2 - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$$H = -1.92 \times 10^{-4} \text{m} < 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la nervure} \Rightarrow \text{calcul d'une section en T.}$$

\Rightarrow **Calcul de la position de l'axe neutre « y » :**

○ **Calcul de l'inertie I:**

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

$$5y^2 + 270.85y - 851.3 = 0 \Rightarrow y = 2.98 \text{cm}.$$

$$I = \frac{h_0}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 11974.24 \text{ cm}^3$$

o **Calcul de σ_{bc} :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d - y}{y} \right) \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.84 \times 10^{-3}}{11974.24 \times 10^{-8}} \times 2.98 \times 10^{-2} = 2.44 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{-----v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 2.44 \times \left(\frac{18 - 2.98}{2.98} \right) = 184.47 \text{ MPa} \text{-----v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

♦ **Appuis interm\u00e9diaire :**

$$H = \frac{0.65}{2} (0.04)^2 - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$$H = 0.25 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la table de compression}$$

\(\Rightarrow\) V\u00e9rification d'une section (b\u00d7h)

$$27.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \Rightarrow y = 4.21 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 8348.54 \text{ cm}^4 .$$

\(\Rightarrow\) **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.38 \times 10^{-3} \times 4.21 \times 10^{-2}}{8348.54 \times 10^{-8}} = 3.72 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \text{-----v\u00e9rifi\u00e9e}$$

♦ **Appui de rive :**

$$H = \frac{0.65}{2} (0.04)^2 - 15 \times 0.79 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = 3.54 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la table de compression} \Rightarrow \text{v\u00e9rification d'une section (b\u00d7h)}$$

\(\Rightarrow\) **Calcul de la position de l'axe neutre « y » :**

$$27.5y^2 + 11.85y - 213.3 = 0 \Rightarrow y = 2.57 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3189.08 \text{ cm}^4 .$$

\(\Rightarrow\) **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1.69 \times 10^{-3} \times 2.57 \times 10^{-2}}{3189.08 \times 10^{-8}} = 1.36 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{-----v\u00e9rifi\u00e9e}$$

III.2.3. Etude de plancher terrasse inaccessible :

$$\text{On a: } G = 6.73 \text{ KN/m}^2; Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} q_u = 6.88 \text{ KN/ml} \\ q_s = 5.02 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Les sollicitations dans les poutrelles terrasse inaccessible sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Les sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible).

Les types	ELU ($q_u = 6.88 \text{ KN}$)			ELS ($q_s = 5.02 \text{ KN}$)	
	$M_{appui} (max)$ (KN.m)	$M_{travée} (max)$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{appui} (max)$ (KN.m)	$M_{travée} (max)$ (KN.m)
Type 7					
	-9.772	14.784	18.557	-7.096	10.818

III.2.3.1. Ferrailage de Plancher terrasse inaccessible :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort tranchant

⇒ **Calcul des armatures longitudinales :**

◆ **En travée :**

On a: $M_t^u = 14.784 \text{ KN.m}$; $b = 65 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 18 \text{ cm}$.

$$M_{tu} = 0, 65 \times 0, 04 \times 14, 2 \times (0, 18 - \frac{0, 04}{2}) = 0, 5907 \text{ Mn.m} = 59, 07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u$ alors, on calcul une section ($b \times h$).

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.784 \times 10^{-3}}{0, 65 \times 0, 18^2 \times 14, 2} = 0, 049 < 0, 186$$

On est en pivot A et $\epsilon_s = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$\mu_{bu} < 0.392 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimé ($A' = 0$)

$$\alpha = 1, 25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1, 25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0, 0528}) = 0, 0681$$

$$z = d(1 - 0, 4 \times \alpha) = 0, 18 \times (1 - 0, 4 \times 0, 0681) = 0, 175 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{15.80 \times 10^{-3}}{0, 175 \times 348} = 4.06 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.59 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA12 = 3, 39 cm²**

Tableau III.7. Ferrailage du plancher terrasse inaccessible.

Niveaux	M_{amax}^{int}	M_t^{max}	$M_{a rive}^{max}$
Terrasse inaccessible	-9.772	14.784	-2.04
Ferrailage	2HA10	3HA12	2HA10

III.2.3.2. Vérification

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

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

$$A_{\min} < A_{\text{cal}} \text{-----condition vérifiée}$$

◆ **En appuis intermédiaire :**

$M_a^{\text{int}} = -9.772 < 0 \Rightarrow$ La table est tendue \Rightarrow elle n'intervient pas dans la résistance
 \Rightarrow revient à calculer une section $b_0 \times h$.

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.772 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.212 > 0.186$$

On est en pivot B $\Rightarrow \alpha = 0.34 \Rightarrow$ calcul de f_{st}

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-0.34}{0.34} \right) = 6.80 \text{‰} > \varepsilon_e = 1.74 \text{‰}$$

$U_{bu} < u_l \Rightarrow \dot{A} = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.212}) = 0.306$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.306) = 0.158 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{9.772 \times 10^{-3}}{0.158 \times 348} = 1.58 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

On prend : **2HA10=1.58cm².**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_t / f_e = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{cal}} \text{-----condition vérifiée}$$

◆ **En Appui de rive :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) cm², car la table de compression est entièrement tendue, avec :

$$M_a = -2.04 \text{ KN.m}, \mu = 6.8 \times 10^{-3}, \alpha = 0.668, Z = 0.13 \text{ m}, A_{\text{cal}} = 1.4 \text{ cm}^2, A_{\min} = 0.33 \text{ cm}^2.$$

On prend : **2HA10= 1.58cm²**

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

$$\text{On a : } V_u = 18.557 \text{ KN}$$

La fissuration est peut nuisible donc $\zeta_{\text{adm}} = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\sigma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} = \frac{18.557 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.03 \text{ MPa} < \zeta_{\text{adm}} \text{-----condition vérifiée.}$$

\Rightarrow **Calcul des armatures transversales :**

D'après le **BAEL 91(Art A.7.2.2.2)**

$$\phi_t < \min \left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{l\text{min}} \right); \phi_t < \min \left(\frac{10}{10}, \frac{20}{35}, 1, 2 \right) = 0.57 \text{ cm}^2.$$

On choisit un étrier \emptyset_6 : $\Rightarrow A_t = 2\emptyset_6 = 0,57\text{cm}^2$.

\Rightarrow Calcul de l'espacement S_t :

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min[0,9d ; 40\text{cm}] \Rightarrow S_{t1} \leq 16,2\text{cm.} \rightarrow (\text{FPN}). \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} \Rightarrow S_{t2} = 57\text{cm.} \\ S_{t3} \leq \frac{0,8 A_t f_e}{b_0[\tau_u - 0,3 f_{t28}]} \Rightarrow S_{t3} = 43,43\text{cm.} (K = 1, \alpha = 90^0) \end{cases}$$

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) = 15\text{cm}$.

➤ **Vérifications à l'ELU :**

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right]$ pour l'appui intermédiaire.

$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$ Pour l'appui de rive.

Remarque : on prend le moment en appui avec son signe.

◆ **Appui intermédiaire :**

$A_l = A_{\text{int}} + A_{\text{sup}} = 3.16\text{cm}^2, V_u = 18.557\text{KN}, M_u = - 9.772\text{KNm}$

$A_l > \frac{\delta_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[18.61 + \frac{10.15}{0,9 \times 0,18} \right] = 0.234\text{cm}^2$

$\Rightarrow A_l = 3.16\text{cm}^2 > 0.234\text{cm}^2$ Condition vérifiée.

◆ **Appui de rive :**

$A_l = 1.58\text{cm}^2, V_u = 18.557\text{KN}$.

$A_l = 1.58\text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 18.553 \times 10^{-3} = 0.53\text{cm}^2$ Condition Vérifiée

Vérification de la bielle :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1) \\ \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab_0} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

(2) dans (1) $\Leftrightarrow v_u \leq 0,267 \times a_0 \times b_0 \times f_{c28}$

Avec : $a_0 = \min [0,9 d, \text{longueur de l'appui} - 4\text{cm}] = a_0 = \min [0,9 \times 18,40 - 4] = 16,2 \text{ cm}$.

$v_u \leq 0,267 \times 16,2 \times 10 \times 25 = 108,135\text{kn}$.

✓ **Vérification à la jonction table nervure :**

La vérification à faire est la suivante :

$\tau_1^u = \frac{b_1 v_u}{0,9 b h_0 d} < \tau_{adm}$; Avec : $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5\text{cm}$.

$$\tau_1^u = \frac{0,275 \times 18,557 \times 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,65 \cdot 0,04 \cdot 0,18} = 1,215 \text{MPa} < 5 \text{MPa} \Rightarrow \text{Pas risque de rupture à la jonction table nervure.}$$

➤ **Vérifications à L'ELS :**

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

- Si $H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow vérification d'une section (b×h)
- Si $H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow vérification d'une section en T

◆ **En travées :**

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

$H = -1,92 \cdot 10^{-4} \text{m} < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T
(Mêmes résultats obtenues pour l'étage courant).

Les résultats de calcul de la section d'acier des deux planchers sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ **État limite de déformation :**

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \dots \dots \dots \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ (2) \dots \dots \dots \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ (3) \dots \dots \dots A \leq \frac{360 b_0 d}{f_e} \end{array} \right.$$

$\frac{h}{l} = \frac{20}{470} = 0,0425$ et $\frac{1}{16} = 0,0625$ -----condition **non** vérifiée.

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

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

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} \quad \text{Et} \quad \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 E_i I_i} \quad f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 E_v I_v} \quad f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 E_i I_i} \quad f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 E_i I_i}$$

Tel que : $M_{tg} = \frac{q_g \times l^2}{8}$ $M_{tj} = \frac{q_j \times l^2}{8}$ $M_{tp} = \frac{q_p \times l^2}{8}$

Selon le **DTR** :

$$J = G_0 + \rho \begin{cases} G_0 = 2,85 \\ \rho = 1 \end{cases} \Rightarrow J = 3,85$$

$q_j = j \times l_0$, $q_g = G \times l_0$, $q_p = (G+Q) \times l_0 = q_s$

Evaluation des moments entravés :

$$M_j = \text{dalle} + 1 = 2,85 + 1 = 3,85 \text{ kn/m}^2. q_j = 3,85 \times 0,65 = 2,502 \text{ kn/m}$$

$$G = \text{dalle} + \text{revêtements} + \text{cloison} = 5 \text{ KN/m}^2. A = 3,39 \text{ cm}^2, L = 4,70 \text{ m}. M_g = 1,0355 \text{ t.ml}$$

$$M_j = 0,7973 \text{ t.ml}, M_p = 1,3896 \text{ t.ml}$$

Propriétés de la section :

$$I = 0,00012 \text{ m}^4, I_0 = 0,0000371 \text{ m}^4, y = 0,038 \text{ m}, \rho = 0,0019, \lambda_i = 11,15, \lambda_v = 4,46$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sij} = 140,55 \text{ MPa}, \sigma_{stg} = 182,539 \text{ MPa}, \sigma_{stp} = 244,967 \text{ Mpa}. U_j = 0. U_g = 0. U_p = 0,0685$$

Les inerties fictives:

$$I_{fij} = 0,0000408 \text{ m}^4, I_{fig} = 0,0000408 \text{ m}^4, I_{fip} = 0,0000231 \text{ m}^4, I_{fvg} = 0,0000408 \text{ m}^4,$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ij} = 13,412 \text{ cm}, f_{ig} = 17,417 \text{ cm}, f_{ip} = 41,238 \text{ cm}, f_{vg} = 70,123 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta_{Ft} = 0,8053 > f_{adm} = 0,94 \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

❖ **Schéma de ferrailage :**

Le tableau suivant regroupe les schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

	<i>travée</i>	<i>Appui intermédiaire</i>	<i>Appui de rive</i>
<i>Etage courant</i>			
<i>Terrasse inaccessible</i>			

➤ **Ferraillage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher et ferrailleur forfaitairement par des treillis soudés (TS), qui est un ferraillage de construction seulement pour empêcher la fissuration de la dalle.

○ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles (porteuses) :**

$$L_0 = 65\text{cm} \Rightarrow A^\perp = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{400} = 0.65\text{m}^2/\text{ml} \text{ selon le CBA93.}$$

Avec : $60\text{cm} \leq l_0 \leq 80\text{cm}$

Soit $A^\perp = 5 \Phi 6/\text{ml} = 1,41\text{cm}^2$ avec un espacement de 20 cm ($< 33\text{cm}$).

○ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A^\perp}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 3HA6/ml = 0,85 cm²// aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 30\text{cm} < 44 \text{ cm}$ -----vérifiée

❖ **Schéma de ferraillage :**

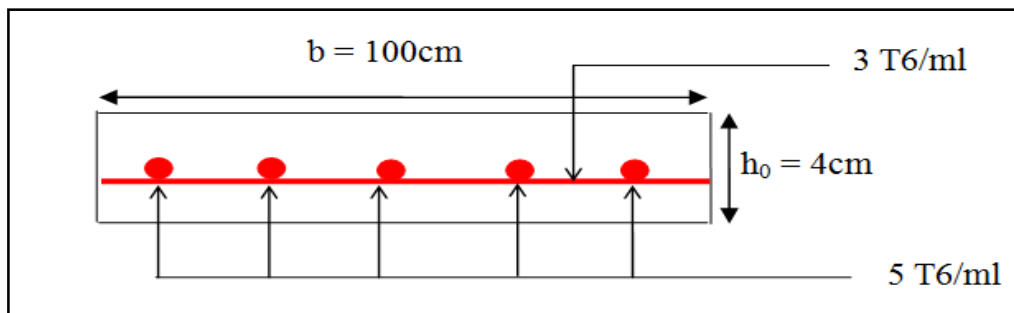


Figure III.4. Ferraillage de la dalle de compression.

III.3.Dalle pleine :

Dans notre structure, on a uniquement de dalle pleine sur 03 appuis :

➤ **Méthode de calcul**

Le calcul se fera avec la théorie des lignes de rupture.

$$\begin{cases} L_x = 1.4 \text{ m} \\ \frac{L_y}{2} = 2.2 \text{ m} \\ L_y = 4.4 \text{ m} \end{cases} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{4.4} = 0.32 < 0.4 \quad \text{et On a : } L_x = 1.4\text{m} < \frac{L_y}{2} = 2.2 \text{ m.}$$

La rupture de la dalle et les moments sont présentés comme suit :

Tableau III.8. Théorie de calcul des moments.

	Vue en plan	Moments	
		M_{0x}	M_{0y}
$L_x \leq \frac{L_y}{2}$		$M_{0x} = \left(\frac{q \cdot l_x^2 \cdot l_y}{2} - \frac{2 \cdot q \cdot l_x^3}{3} \right)$	$M_{0y} = \frac{q \cdot l_x^3}{6}$

➤ Les sollicitations :

$G = 4.36 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 14 \text{ cm}$.

- Sur la travée : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_{0x} \\ M_y^t = 0.85 M_{0y} \end{cases}$

- Sur l'appui : $M_a = -0.4 M_{0x}$.

Tous les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.9. Calcul des sollicitations.

Sollicitations	q_u (KN)	Les moments (KN.m)				
		M_{0x}	M_{0y}	M_x^t	M_y^t	M_a
ELU	11.136	27.64	5.09	23.5	4.33	-11.06
ELS	7.86	19.51	3.59	16.58	3.05	-2.04

III.3.1. Le ferrailage de la dalle pleine :

$\rho < 0.4 \Rightarrow$ Le ferrailage est calculé dans un seul sens L_x (sens principale). Dans le sens L_y , on met des armatures de répartitions de section :

$$A_t^y \geq \frac{A_t^x}{4} = 1.98 \text{ cm}^2.$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10. Calcul des sollicitations à l'ELU.

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	// L_x	23.5	0.115	0.153	0.113	5.97	4HA14 = 6.16
	// L_y	4.33	0.021	0.026	0.119	1.05	3HA8 = 1.51
En appui	// L_x	11.06	0.054	0.07	0.116	2.72	4HA10 = 3.14
	// L_y	2.04	0.010	0.012	0.119	0.49	3HA8 = 1.51

III.3.2. Vérifications

1-Vérification de la condition de non fragilité :

On doit vérifier la condition suivant :

$$A_t^{min} = \rho_0 * b * h = 1.12 \text{ cm}^2. \text{ ----- Condition vérifiée.}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$

2-Espacement des armatures :

- $St \leq \min(3 * h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, pour les armatures parallèles à $l_x \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$.

- $St \leq \min(4 * h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$, pour les armatures parallèles à $l_y \Rightarrow St = 33 \text{ cm}$.

3-Vérification de l'effort tranchant :

D'après le **CBA 93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} * \frac{1}{1 + \frac{p}{2}} = 6.72 \text{ Kn.} \quad \text{Et } \bar{\tau}_u = \min(0.13 * f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Sens x-x : } \tau_u = \frac{6.72 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.056 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Sens y-y : } \tau_u = \frac{21.12 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.176 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ ----- Condition vérifiée.}$$

4. Vérification à l'ELS :

a. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$M_{0x} = 19.51 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow M_{txser} = 0.85 * M_{0x} = 16.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 3.59 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow M_{tyser} = 0.85 * M_{0y} = 3.05 \text{ KN.m}$$

Travée // L_x

• **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow 50y^2 + 92.4y - 1108.8 = 0 \rightarrow y = 0,0387 \text{ cm}$$

• **Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0.0387^3 + 15 \times 6.16 \times 10^{-4} (0,12 - 0,0387)^2 \rightarrow I = 8039.37 \text{ cm}^4$$

• **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{16.58 \times 10^{-3} \times 0,0387}{8039.37 \times 10^{-8}} \rightarrow \sigma_{bc} = 7.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ -----vérifié.}$$

-Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots FN.$$

{ η } = 1 pour les armatures rond lisses.
 { η } = 1.6 pour les armatures hautes adhérences.

• **Vérification de σ_{st}**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{16.58 \times 10^{-3}}{8039.37 \times 10^{-8}} \times (0.12 - 0.0387) \Rightarrow \sigma_{st} = 251.5 \text{ Mpa} > \bar{\sigma} = 201.63 \text{ Mpa} \text{ -----Non vérifier}$$

\Rightarrow **On recalcule à l'ELS**

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}} = \frac{16.58 \times 10^{-3}}{1 \cdot 0.12^2 \cdot 201.63} = 5.71 \times 10^{-3}$$

Avec : $\alpha = \sqrt{90 * \beta * \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \Rightarrow -\alpha^3 + 3\alpha^2 + 0.5139\alpha - 0.5139 = 0$; et par itération on trouve :

$$\alpha = 0.36$$

$$\text{On a: } A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d * \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) * \bar{\sigma}} = 7.78 \text{ cm}^2 \text{ on prend: } A_{ser} = 7\phi 12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

Travée // L_Y

- Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Leftrightarrow 50 y^2 + 22.65 y - 271.8 = 0 \Rightarrow y = 0.0211 \text{ m}$$

$$\Rightarrow I = 2528.57 \text{ cm}^4$$

Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{3.05 \times 10^{-3} \times 0.0211}{2528.57 * 10^{-8}} \rightarrow \sigma_{bc} = 2.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ -----Vérifiée}$$

Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{3.05 \times 10^{-3}}{2528.57 * 10^{-8}} \times (0.12 - 0.0211) \rightarrow \sigma_{st} = 178.94 < \bar{\sigma}_{st} \text{ -----Vérifiée}$$

b-Vérification de l'état limite de déformation :

D'après le **BAEL 91** et le **CBA 93**, la vérification de la flèche est inutile si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

$$(1) \rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 > 0.0625 \text{ -----Vérifié}$$

$$(2) \rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.1 > 0.085 \text{ -----Vérifiée}$$

$$(3) \rightarrow \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0066 < 0.0105 \text{ -----Vérifiée}$$

\Rightarrow La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Schéma de ferrailage :

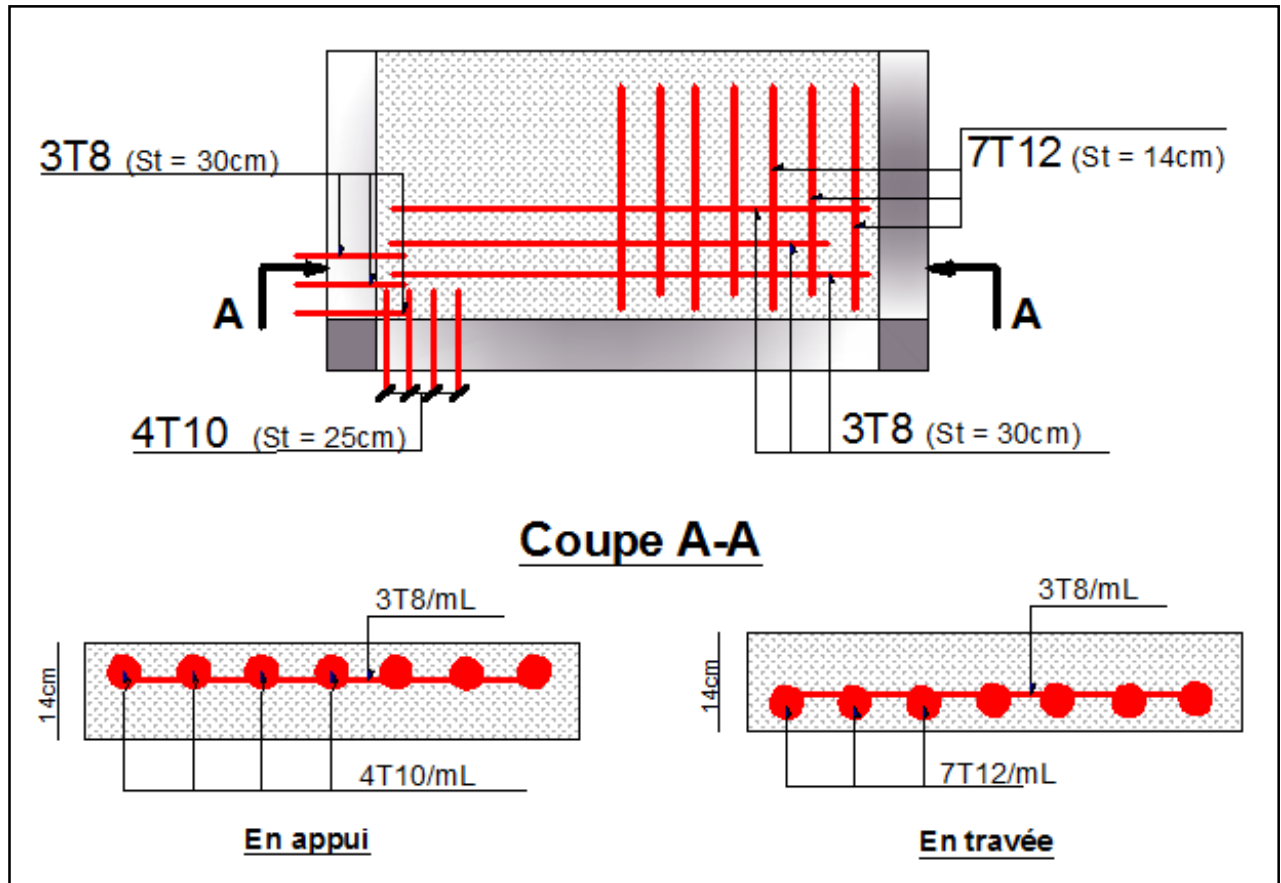


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

II.4. Etude de l'escalier

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

Le chargement de chaque volée se résume dans le tableau suivant :

Tableau III.10.chargement des deux types de volées

		Volée type 01	Volée type 02
		$G_v = 7.72 \text{ kn/m}^2$	$G_v = 6.64 \text{ kn/m}^2$
		$Q_v = Q_p = 2.5 \text{ kn/m}^2 ; G_p = 4.86 \text{ kn/m}^2$	
Schéma statique			
Le chargement	E L U		
	E L S		

On va se limiter d'étudier la volée 02 car elle est la plus sollicitée.

❖ **La volée 02**

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.71 \times 2.4 + 10.31 \times 1.8 = 48.06$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 48.06 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (12.71 \times \frac{2.4^2}{2}) + (10.31 \times 1.8 \times 3.3) - (R_B \times 4.2) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 23.3 \text{KN/ml} \\ R_A = 24.76 \text{KN/ml} \end{cases}$$

a) Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

- $0 \leq x \leq 2.4m$

$$M(x) + \frac{12.71}{2} x^2 - 24.76x = 0 \Rightarrow M(x) = -6.355x^2 + 24.76x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 22.82 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -12.71x + 24.76 = 0$$

$$x \approx 1.95m$$

$$M^{\max} = M(x = 1.95) = 24.12 \text{KN.m}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -12.71x + 24.76$$

$$\begin{cases} T(0) = 24.76 \text{KN} \\ T(2.4) = -5.744 \text{KN} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.8m$

$$M(x) + \frac{10.31}{2} x^2 - 23.3x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.155x^2 + 23.3x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.8) = 25.24 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -10.31x + 23.3$$

$$\begin{cases} T(0) = 23.3 \text{KN} \\ T(1.8) = 4.742 \text{KN} \end{cases}$$

Donc :

$$M_0^{\max} = 24.12 \text{KN.m} \text{ tel que : } M_t^{\max} = 0.85 * M_0^{\max} = 20.5 \text{KN.m}$$

$$V^{\max} = 24.76 \text{KN}$$

III.4.1. Le Ferrailage:

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre (**Figure** ci-dessous) à la flexion simple par les sollicitations maximales à l'ELU et on fera la vérification à l'ELS.

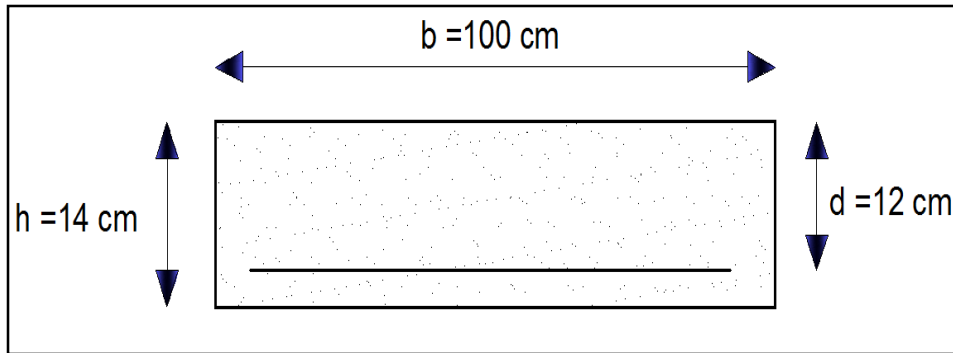


Figure III.6. Coupe d'une bonde d'1 mètre de l'escalier.

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.11. Le ferrailage de l'escalier

	$M (KN. m)$	μ_{bu}	α	$Z (m)$	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adobié} (cm^2)$
<i>En travée</i>	20.5	0.100	0.132	0.113	5.18	5HA12 = 5.65
<i>En appuis</i>	-12.06	0.058	0.076	0.116	2.97	4HA10 = 3.14

III.4.2. Vérifications

➤ Vérifications à L'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$,

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $b = 1 \text{ m}$ et $h = 0.14 \text{ m}$

$\Rightarrow A_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$ -----vérifiée.

2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.21 \text{ Mpa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

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

$\tau_{bu} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

\Rightarrow Pas d'armature transversale

- **Armatures de répartitions :**

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suite :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3. Espacement des barres

-Armatures longitudinales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \cdot e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-Armatures transversales: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \cdot e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

4. L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

D'après le **BAEL91 / article 5.13.2** on a deux types :

- **L'influence sur le béton**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,12 = 0,108$$

$$0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 0,267 \times 0,108 \times 1 \times 25 = 0,721 \text{ MN}$$

$$V_{\max} = 0,02476 \text{ MN} \leq 0,721 \text{ MN}$$

-----Condition vérifié

- **L'influence sur les armatures longitudinales**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (5.65 + 3.39) = 9.04 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.04 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 24.76 \times 10^{-3} / 400 = 0.71 \text{ cm}^2 \text{-----Condition vérifié}$$

- **Vérifications à L'ELS :**

1-État limite de compression du béton

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

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

$$R_A = 18.51 \text{ KN} ; R_B = 16.67 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 18.74 \text{ KN.m} ; M_t = 0.75 \times 18.74 = 14.06 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 18.74 = -9.37 \text{ KN.m}$$

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 : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.12. Vérification des contraintes de compression dans le béton

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	14.06	7526.07	3.74	6.98	15
Appuis	-9.37	5018.68	3.02	5.64	
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifiée				

2-Vérification de l'état limite de déformation

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

(1) $\rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.033 < 0.0625$ -----Condition non vérifié

(2) $\rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.033 < 0.075$ -----Condition non vérifié

(3) $\rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.047 > 0.0105$ -----Condition non vérifié

⇒ La vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie par le **BAEL91** comme suit :

Pour une poutre simplement appuyer de portée inférieure à 5m, la flèche admissible: $f_{adm} = \frac{L}{500}$ ce

qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.84cm$

On a : $M_g = 12.25KN.m$; $M_j = 7.86KN.m$; $M_p = 15.92KN.m$

Tous les résultats de calcul effectués sont résumés dans le tableau suivant : [**Annexe II**]

Tableau III.13. Vérification de la flèche dans les escaliers.

f_{ij}	f_{gi}	f_{gv}	f_{pi}	Δf_t	f_{adm}	Observation
4.34	0.84	16.23	14.89	0.18	0.84	vérifiée

❖ Schéma de ferrailage :

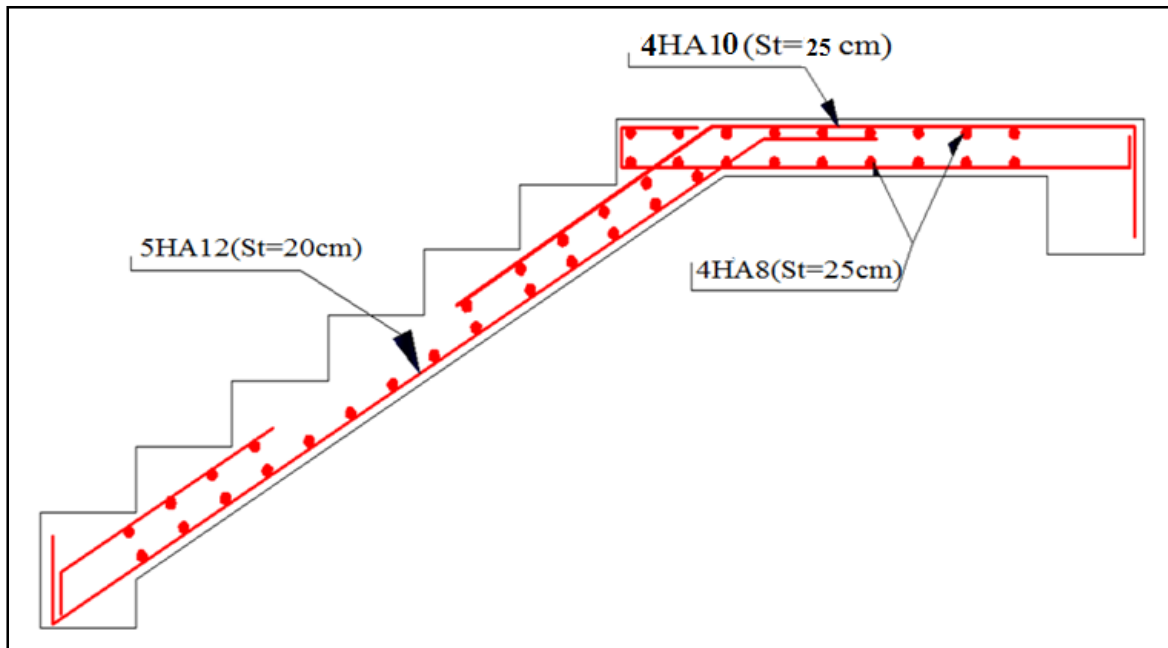


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la volée.

III.5. Etude de la poutre palière :

➤ Pré dimensionnement de la poutre :

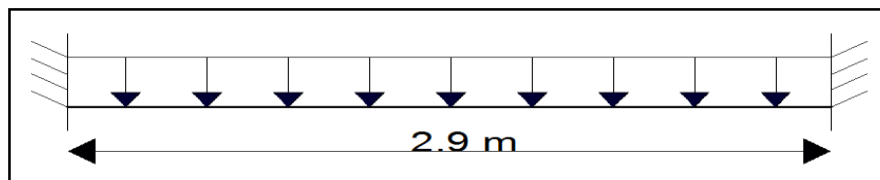


Figure III.8. Schéma statique de la poutre palière

On doit vérifier les conditions de la flèche tel que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 19.33cm \leq h \leq 29cm$$

- L'exigence de RPA 99 (art 7.5.1) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } h=30cm ; b=30cm$$

• Les sollicitations sur la poutre :

Les sollicitations qui reviennent à la poutre palière sont :

- Poids propre du mur : $g_m = 2.85 \times \left(\frac{3.06 - 0.3}{2} \right) = 3.94 \text{ KN / ml}$

-Poids propre de la poutre : $g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$.

-Le poids de l'escalier est la réaction en appuis **B** :

$$\begin{cases} R_B^U = 23.3 \text{ KN/m} \\ R_B^S = 16.67 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}$.

Donc :

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_m) + R_B^U = 31.66 \text{ KN.m}$$

$$P_s = g_0 + g_m + R_B^S = 22.86 \text{ KN.m}$$

Les moments et les efforts tranchants :

Les résultats obtenus des moments et des efforts tranchants sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Les sollicitations dans la poutre palière à l'ELU et à l'ELS.

ELU	ELS
$M_t^u = \frac{P_u \times L^2}{24} = 11.1 \text{ KN.m}$	$M_t^s = \frac{P_s \times L^2}{24} = 8.01 \text{ KN.m}$
$M_a^u = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -22.2 \text{ KN.m}$	$M_a^s = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -16.02 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 45.92 \text{ KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 33.16 \text{ KN}$

➤ **Calcul de la section d'armature à la flexion simple**

On a : $b = 30 \text{ cm}$, $d = 27 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et $f_e = 400 \text{ Mpa}$:

Le tableau suivant résume le ferrailage de la poutre palière :

Tableau III.15. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple à l'ELU.

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{cm})$	$A_{flexion}^{CAL}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$
En travée	11.1	0.011	0.014	0.268	1.18	0.98
En appuis	-22.2	0.021	0.027	0.267	2.4	0.98

➤ **Calcul de la section d'armature à la torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée. C'est le moment d'appui de l'escalier.

$$M^{torsion} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{12.06 \times 2.9}{2} = 17.49 \text{ KN.m}$$

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 **BAEL (Chap.II.b)**

-U : périmètre de la section : $U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$

Ω : Air du contour tracer ami hauteur : Ω = [b-e] × [h-e] = 0.0625 m²

-e : épaisseur de la paroi : e = Ø /6= b/6 = 5 cm

-A_l : section d'acier :

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{14.86 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 3.41 \text{ cm}^2$$

✓ Section d'armatures finale

◆ En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.18 + \frac{3.41}{2} \Rightarrow A^t = 2.75 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : A^t = 3HA12 = 3.39 cm²

◆ En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.4 + \frac{3.41}{2} \Rightarrow A^a = 4.11 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec : A^a = 4HA12 = 4.52 cm²

⇒ Calcul des armatures transversales :

$$\text{Soit : } \begin{cases} St = 15 \text{ cm en travée} \\ St = 10 \text{ cm en appuis} \end{cases}$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 \Rightarrow A_t^{min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{14.86 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 400} \Rightarrow A_t = 0.51 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{torsion}^t = 0.9 + 0.51 = 1.41 \text{ cm}^2$$

→ D'après le BAEL 91(Art A.7.2.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{14}\right) \phi_t < \min\left(\frac{30}{10}, \frac{30}{35}, 1\right) = 0.86 \text{ cm}^2.$$

→ On pose: A_{flexion}^t = 1φ8 = 0.50 cm²

$$A_t = A_{flexion}^t + \frac{A_{torsion}^t}{2} = 0.50 + \frac{1.41}{2} = 1.21$$

Soit un cadre et un étrier Ø8 et A_t = 3HA8 = 1.51 cm²

1-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{----- Condition vérifier.}$$

2-Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit avoir : τ_u < τ_u

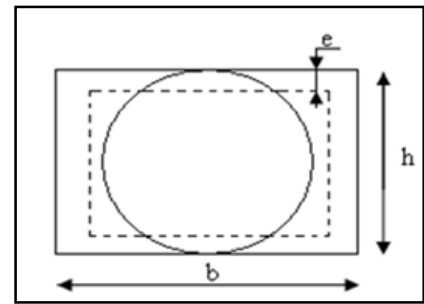


Figure III.9. Section fictive.

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ -----BAEL (Chap.I.III)

On a: $V_{max} = 45.92 \text{KN}$;

Tel que: $\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b*d} = \frac{45.92 * 10^{-3}}{0.3 * 0.27} = 0.57 \text{ Mpa}$.

$\tau_{torsion} = \frac{M_{TU}}{2 * \Omega * e} = \frac{14.86 * 10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} = 2.38 \text{ Mpa}$.

D'où $\tau_u = 2.45 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$ -----Condition vérifiée

3-Vérification à ELS

a-Etat limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

◆ En appuis :

$M_a = -16.02 \text{KN.m}$; $y = 9.02 \text{cm}$; $I = 29257.12 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{16.02 \times 10^{-3}}{29257.12 \times 10^{-8}} \times 9.02 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.94 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifié

◆ En travée :

$M_t = 8.01 \text{KN.m}$; $y = 8.02 \text{cm}$; $I = 23476.72 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.73 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}$ -----Condition vérifié

b-Evaluation de la flèche :

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

(1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1034 > 0.0625$Condition vérifiée.

(2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.1034 > 0.085$Condition vérifiée

(3) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0042 < 0.0105$Condition vérifiée

→ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Schéma de ferrailage de la poutre palière

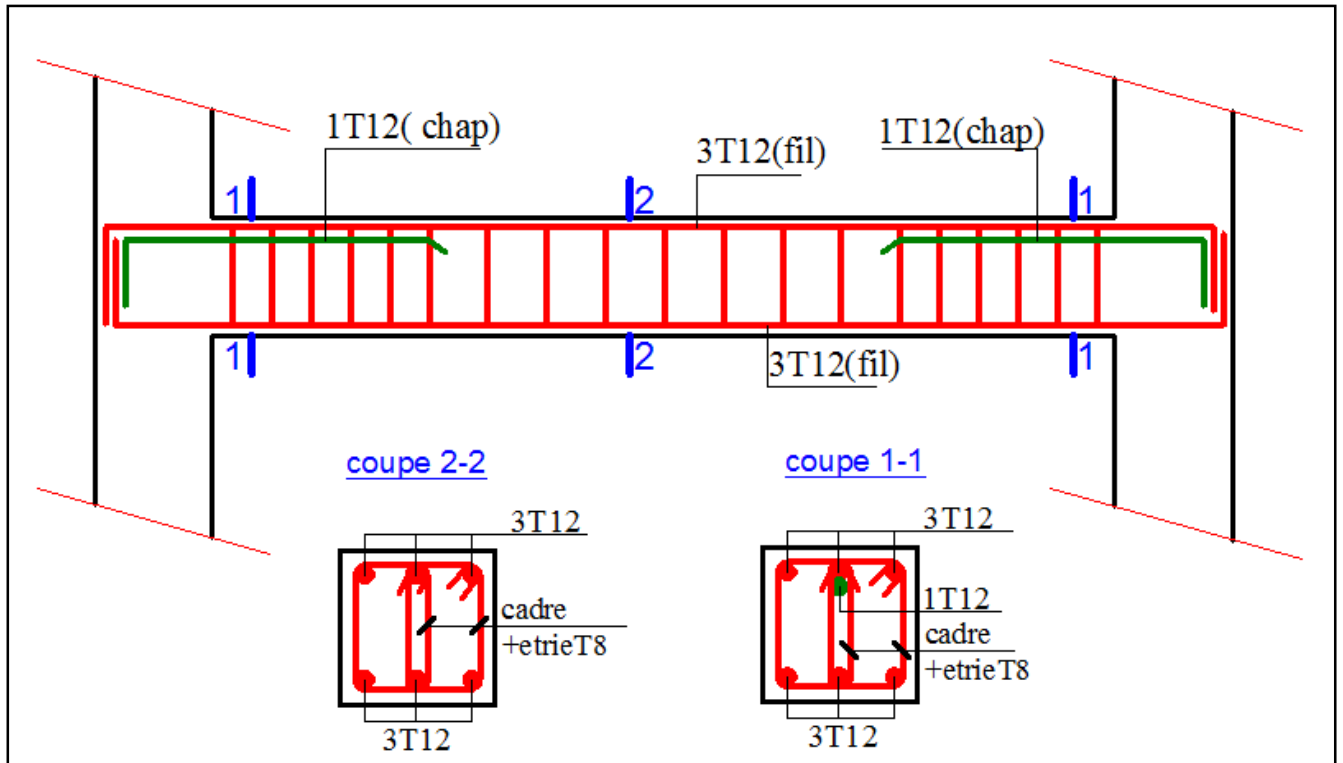


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6. Etude de l'acrotère

Les hypothèses de calculs sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considéré préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

➤ Caractéristique géométriques de l'acrotère :

$$X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = \frac{(500 \cdot 5) + (15 \cdot 15) + (70 \cdot 15)}{585}$$

$$X_G = 6.45 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(500 \cdot 25) + (70 \cdot 43.5) + (15 \cdot 48.5)}{585}$$

$$Y_G = 27.81 \text{ cm}$$

$$S_t = (10 \cdot 50) + (7 \cdot 10) + (3 \cdot 10/2)$$

$$\Rightarrow S_t = 0.0585 \text{ m}^2$$

$$G = 1.86 \text{ kn/ml}; \quad Q = 1 \text{ kn/ml}$$

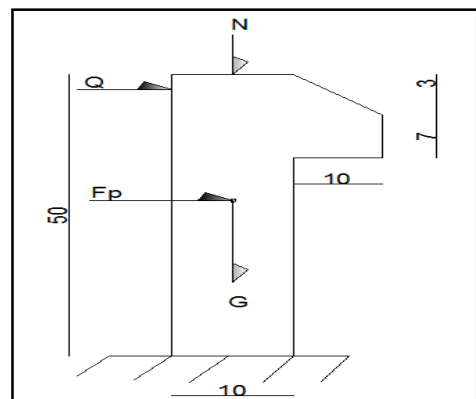


Figure III.11. Coupe de l'acrotère

III.6.1. Ferrailage de l'Acrotère

❖ **Vérification au séisme :**

D'après le RPA99 version 2003 Article 6.2.3 les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant cette formule :

$$F_p = 4C_p * A * W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone sismique zone IIa → A = 0.15

C_p : facteur de force horizontale → C_p = 0.8

W_p : le poids propre.

F_p : force horizontale pour les éléments non structuraux

On doit vérifier la condition suivant : F_p < 1.5Q

▪ **Poids propre :**

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0585 \times 1m \Rightarrow G_1 = 1.46KN$

Poids d'enduit extérieur (ciment: e = 2cm) : $G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.5 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.2KN$

Poids d'enduit intérieur (ciment: e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.5 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.2KN$

Le poids total : $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 1.86KN$

Tableau III.16. Vérification au séisme.

	<i>F_p</i>	<i>1.5Q</i>	<i>F_p < 1.5Q</i>
<i>L'acrotère</i>	0.8928 kn	1.5 kn	<i>vérifiée</i>

▪ **Calcul des sollicitations**

$$N_G = 1.86KN$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.5 \Rightarrow M_Q = 0.5KN.m$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0.8928 \times 0.2781 \Rightarrow M_{F_p} = 0.2483KN.m$$

Tableau III.17. Les sollicitations de l'acrotère

<i>Sollicitations</i>	<i>RPA99</i>	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>Combinaison de charges</i>	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
<i>N (KN)</i>	1.86	2.511	1.86
<i>(M KN.m)</i>	0.748	0.75	0.50

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS. La section à étudier est une section rectangulaire ($b \cdot h = 100 \cdot 10$) cm² sollicitée par une flexion composée.

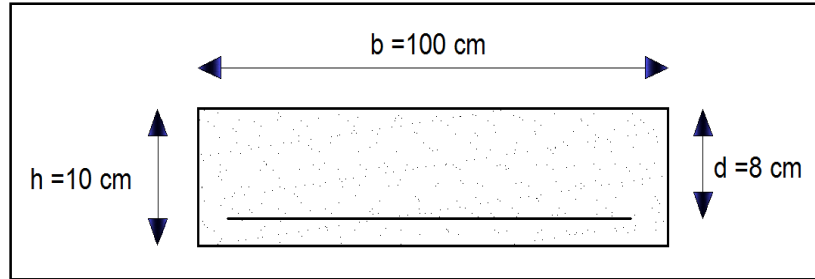


Figure III.12. Coupe d'1 mètre de l'acrotère

⇒ Calcul de la section à l'ELU selon le BAEL91 :

- Calcul de l'excentricité :

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} \Rightarrow e_G = \frac{0.75}{2.511} = 0.298 \text{ m.}$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0166 \Rightarrow e_1 = 1.67 \text{ cm.}$$

$e_G > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.75 + 2.511 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \rightarrow M_f = 0.825 \text{ KN.m.}$$

$$u_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.825 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.009 \text{ KN.M}$$

$$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé } (\dot{A} = 0)$$

$$\alpha = 0.0113; \quad z = 7.64 \text{ cm}; \quad A_1 = 0.31 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad A_s = 0.2378 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité selon le BAEL91 :

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

$$A < A_{\min} \Rightarrow \text{On adopte } A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = 1.5 \times (F_p + Q) = 1,5 \times (0,8928 + 1) = 2,83 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{2,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,0353 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ pas risque de cisaillement.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 = \text{cm}^2 ; \quad \text{On adopte : } 3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de l'espacement :**

$$\text{Les armatures de répartition : } S_{t < \frac{50}{3}} = 16,66 \text{ cm}$$

$$\text{Les armatures principales : } S_{t < \frac{100}{3}} = 33,33 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de :

$$\begin{cases} S_t = \mathbf{30 \text{ cm}} \text{ pour les armatures principales.} \\ S_t = \mathbf{20 \text{ cm}} \text{ pour les armatures secondaires.} \end{cases}$$

⇒ **Calcul de la section à l'ELS :**

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V}{0,9 \cdot d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$V = F_p + Q = 1 + 0,8928 = 1,8928 \text{ kN.}$$

Avec : $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3,14 \cdot 4 \cdot 8 = 100,48 \text{ mm.}$$

$$\tau_s = \frac{1,8928 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 100,48 \times 10^{-3}} = 0,123 \quad \bar{\tau}_{ser} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1,5$ pour acier HA $\Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{ser}$. Alors pas risque d'adhérence.

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{B_1 \times d \times A} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b$$

$$M_{ser} = M_s + V_s(d-h) = 0,5 + 1,8928(0,08 - 0,1) = 0,462 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,25$$

$$K = 0,021 ; \beta_1 = 0,920 \quad \text{[Annexe 02].}$$

$$\sigma_s = \frac{462}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 31,23 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$\sigma_b = 0.021 \times 31.23 = 0.65 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$ Vérifiée.

Le tableau suivant résume le ferrailage adopté pour l'acrotère :

Tableau III.18. Ferrailage adopté de l'acrotère

	Section calculée <i>cm²</i>	Cdt fragilité <i>cm²</i>	Section adoptée <i>cm²</i>	A de répartition <i>cm²</i>
Section (cm)	0,31	0,996	4φ8 = 2,01 <i>S_t = 30 cm</i>	3φ8 = 1,51 <i>cm²</i> <i>S_t = 20 cm</i>

❖ Schéma de ferrailage :

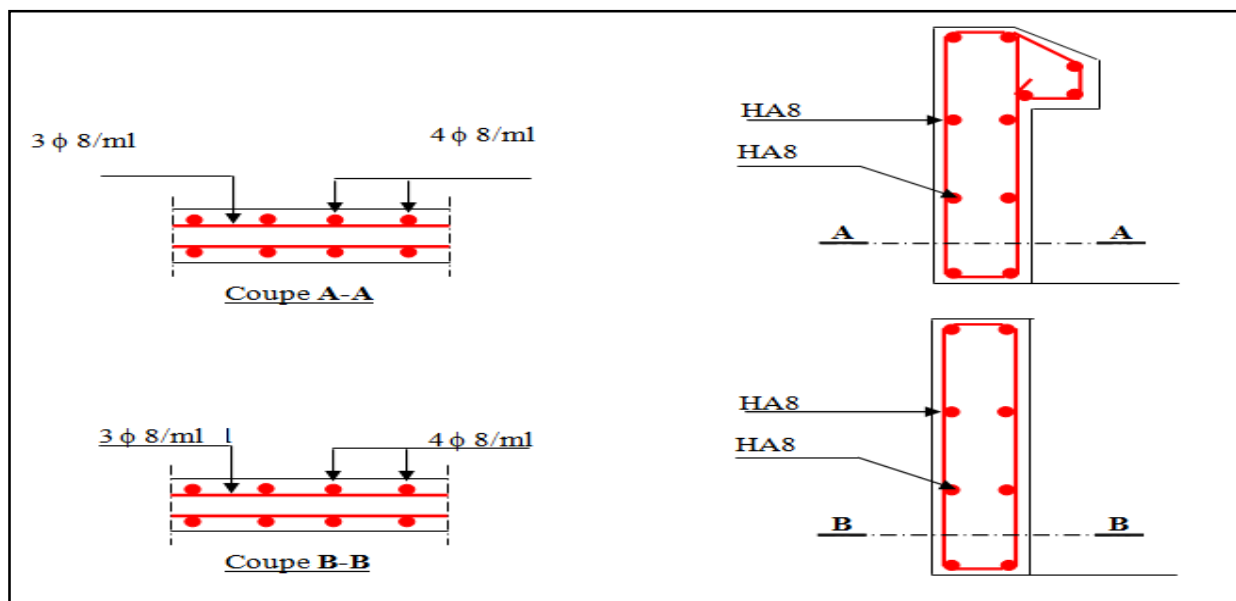


Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.7. Etude de l'ascenseur

III.7.1. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

- Evaluation des charges et surcharge :

Cas d'une charge répartie :

⇒ Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G_{tot} + 1,5 \times Q = 1,35 \times 86,43 + 1,5 \times 1 = 118,18 \text{kn.m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{1,5} = 0,8 > 0,40$$

$$\Rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0561 \\ U_y = 0,5959 \end{cases} \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = U_x \times q_x \times L_x^2 = 0,0561 \times (1,2)^2 \times 118,18 = 9,547 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = U_y \times M_0^x = 0,5959 \times 9,547 = 5,689 \text{KN.m}$$

⇒ **Calcul des moments réels**

◆ En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 M_0^x = 8.115 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 M_0^y = 4.835 \text{KN.m}$

◆ En appui : $M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 2.864 \text{KN.m}$

$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 1,71 \text{KN.m}$

III.1.1. Le ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 17 \text{cm}$.

Tableau III 19. Ferrailage de la dalle d'ascenseur au dessous.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
travée	x-x	8.115	0.0176	0.0227	0.178	1.31	1.76
	y-y	4.83	0.0117	0.015	0.159	0.87	1.6
appui	x-x	2.864	0.006225	0.00785	0.179	0.46	1.76
	y-y	1.71	0.00482	0.00626	0.169	0.29	1.6

✓ **Vérification à l'E.L.U**

- **Condition de non fragilité :**

On calcul A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20 \text{cm}$; $b = 100 \text{cm}$; $\rho = 0.8$

$$\left. \begin{matrix} e > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.76 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.76 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$A_x^{min} = 1.76 \text{cm}^2$

$A_y^{min} = 1.6 \text{cm}^2$

◆ En appui : $A_{min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{3-0.8}{2} \times 100 \times 20 = 1.76 \text{cm}^2$

◆ En travée : $A_t^y > \frac{A_x^t}{4}$ -----vérifiée.

⇒ **Calcul des espacements**

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{cm}$ on adopte $S_t = 25 \text{cm}$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{cm}$ on adopte $S_t = 25 \text{cm}$

Le tableau suivant résume le ferrailage adopté :

Tableau III. 20. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
x-x'	8.115	2.864	1.31	1.76	0.46	4T8=2.01	4T8=2.01
y-y'	3.971	3.352	0.67	1.6	0.46	4T8=2.01	4T8=2.01

-Vérification de l'effort tranchant : b=100cm ; d=18cm.

$$\tau_u \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\sigma_b} = 0.05 f_{c28}$$

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{3} \text{ sens } xx \\ V_y = q_u \times \frac{L_y}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} \text{ sens } yy \end{cases}$$

$$V_x = 118.18 \times \frac{1.2}{3} = 47.27 \text{ kn}$$

$$V_y = 118.18 \times \frac{1.5}{3} \times \frac{1}{1+\frac{0.8}{2}} = 42.21 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{V_x}{1 \times 0.18} = \frac{47.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.26 \text{ Mpa} < 1.16 \text{ MPa} \text{ ----- vérifiée.}$$

✓ Vérification à l'ELS : $\nu = 0.22$

$$q_{ser} = G_{tot} + Q = 86.43 + 1 = 87.43 \text{ kn /m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{1.5} = 0.8 > 0.40 \Rightarrow \begin{cases} U_x = 0.0561 \\ U_y = 0.5959 \end{cases} \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux se}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = U_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0561 \times (1.2)^2 \times 87.43 = 7.50 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = U_y \times M_0^x = 7.5 \times 0.5959 = 4.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_{iser}^x = 0.85 \times M_0^x = 6.4 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{iser}^y = 0.85 \times M_0^y = 3.79 \text{ KNm}$$

- Vérification des contraintes

- Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Sens x-x} : A_x = 2.01 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, y = 3 \text{ cm}, I = 7683.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \text{ ----- vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y} : A_y = 2.01 \text{ cm}^2; b = 100 \text{ cm}; d = 17 \text{ cm}; y = 2.92 \text{ cm}; I = 6807.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \text{ ----- vérifiée.}$$

III.7.2. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie :

• **Cas d'une charge concentrée**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

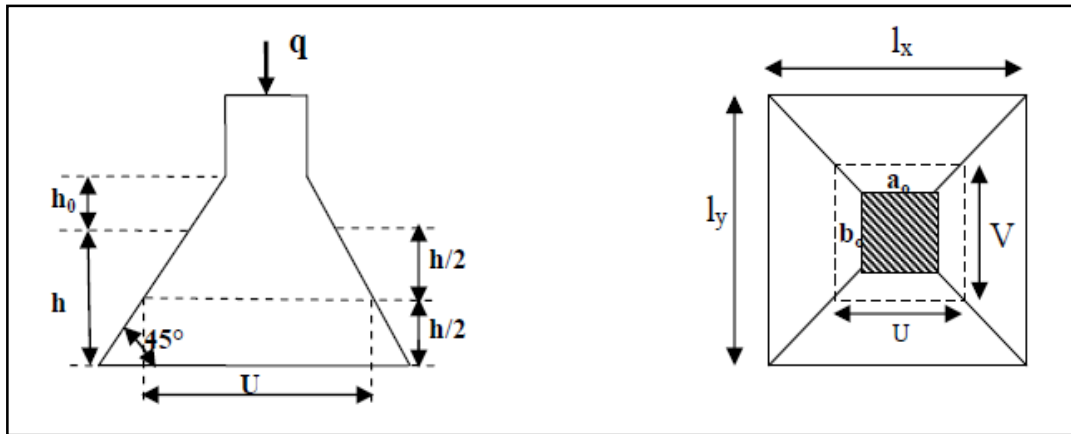


Figure III.14. Schéma présentant la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

On a une vitesse $v = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80. \\ b_0 = 80. \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1.$

Donc : $\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm} \end{cases}$

$$\xi = \begin{cases} 0,75 \rightarrow \text{revêtement moins résistant que le béton.} \\ 1 \rightarrow \text{pour le revêtement en béton.} \end{cases}$$

⇒ **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x^0 = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y^0 = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605 \text{ KN}$

M_1 et M_2 en fonction de ρ , $\frac{u}{L_x}$ et $\frac{v}{L_y}$

$$\rho = 0,8$$

$$\begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{108}{120} = 0.9 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{188}{150} = 0.72 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0.0504, M_2 = 0.0336$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.0504 = 4.919 \text{kn.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.0336 = 3.279 \text{kn.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{1,5} = 0,8 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} U_x = 0.0561 \\ U_y = 0.5959 \end{cases} \text{Annex I.}$$

$$q_u = 1,35 \times 5,88 + 1,5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9,438 \text{KN}$$

$$M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0.829 \text{kn.m}$$

$$M_{y2} = u_y \times M_{x2} = 0.494 \text{KN.m}$$

Superposition des moments :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.748 \text{kn.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.773 \text{kn.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 5.748 = 4.885 \text{kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 3.773 = 3.207 \text{kn.m} \end{cases}$$

◆ **En appuis :**

$$M_x^a = 0.3 \times 4.885 = 1.465 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times 3.207 = 0.962 \text{KN.m}$$

III.7.2.1. Le Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

Avec : $d = 17 \text{ cm}$ et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie.

	M_t	M_a	$A_t \text{ calculé}$	A_t^{min}	$A_a \text{ calculé}$	A_a^{min}	$A_t \text{ adopté}$	$A_a \text{ adopté}$
<i>sens</i>	(KN.m)	(KN.m)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)
x-x'	4.885	1.465	0,85	1,76	0,234	1,76	4T8=2.01	4T8=2.01
y-y'	3,207	0,962	0,55	1,6	0,164	1,6	4T8=2,01	4T8=2.01

III.7.2.2. Vérification

✓ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification au poinçonnement :**

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm. ; } p_u = 97,605 \text{ KN}$$

$$\text{Or } p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{ KN. -----Pas de risque de poinçonnement.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** $b=100\text{cm}$; $d=18\text{cm}$.

$$\tau_{u \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\sigma_b}} = 0.05 f_{c28}$$

$$\text{On a : } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 0.30 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 1.16 \text{ -----Vérfiée.}$$

✓ **Vérification à l'ELS**

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.0504 + 0.2 \times 0.034) = 4.13 \text{ KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.034 + 0.2 \times 0.0504) = 3.18 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle : $\begin{cases} U_x = 0.0561 \\ U_y = 0.5959 \end{cases}$

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.55 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.33 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Superposition des moments : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.13 + 0.55 = 4.7 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.465 + 0.758 = 3.51 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

⇒ **Calcul des moments :**

$$M_t^x = 0.85 \times 4.7 \Rightarrow M_t^x = 4 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 3.51 \Rightarrow M_t^y = 3 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 4.7 \Rightarrow M_a = 1.41 \text{ KNm}$$

- **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens x-x :

$A_x=2.01\text{cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$; $y= 3\text{cm}$; $I = 7683.75\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 1.56\text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$ -----Vérifiée.

Sens y-y :

$A_y= 2.01\text{cm}^2$; $b = 100\text{cm}$; $d = 17\text{cm}$; $y = 2.92\text{cm}$; $I = 6807.03\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 1.32\text{Mpa} \leq 15 \text{ Mpa}$ ----- Vérifiée.

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

➤ **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

(1) $\rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.16 > 0.0625$vérifiée

(2) $\rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.16 > 0.085$vérifiée

(3) $\rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0011 < 0.0105$vérifiée

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage :**

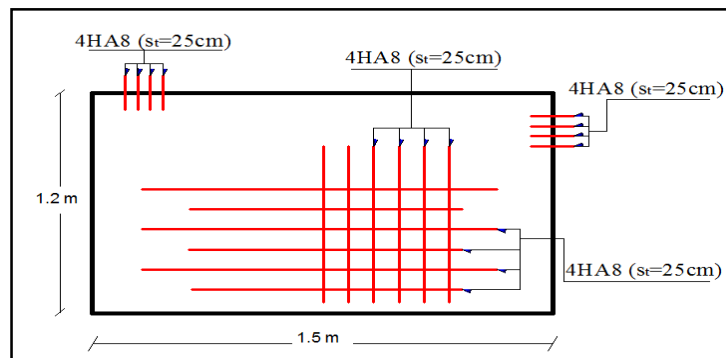


Figure III.15. Ferrailage de l'ascenseur

III.8. Etude des poutres de chaînages

➤ **Définition**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

Dimensionnement : $L_{max} = 3.30m$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 22cm \leq h \leq 33cm \text{ Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

On adopte : $h = 30cm$; $b = 30cm$.

⇒ **Calcul des sollicitations**

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25KN/m$

Poids des murs : $P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.2) \Rightarrow P_m = 8.15 KN/m$

Réaction de la dalle : $P_D = 5.21 \times \frac{3.30}{4.70} \Rightarrow P_D = 3.66KN / m$

$P_u = 1.35 \times (2.25 + 8.15 + 3.66) \Rightarrow P_u = 19KN/ml$; $P_s = 14.06KN/ml$

⇒ **Calcul à l'ELU**

$M_u = P_u \frac{L_{max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 25.86KN m$; $M_t = 0.85M_u = M_t = 22KN.m$;

$M_a = -0.5M_u = -12.93KN.m$

III.8.1. Le ferrailage

Armatures longitudinales :

$d = 28cm$, $b = 30cm$,

Tableau III.22. Ferrailage adopté pour la poutre de chaînage.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z (m)$	$A_s \text{ calculé } (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_s \text{ adopté } (cm^2)$
En travée	22	0.065	0.085	0.27	2.34	1.04	3HA12=3.39
En appui	-12.93	0.039	0.050	0.274	1.36	0.98	3HA12=3.39

✓ **Vérifications à l'E.L.U**

• **Effort tranchant**

$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 31.35KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.387MPa$

$\bar{\tau}_u = \min(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa) = 3.33MPa \text{ ----- Vérifiée.}$

⇒ **Calcul des armatures transversales**

$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l) \Rightarrow \phi_t \leq 8.5mm$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8 ⇒ $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

L'espacement :

$$S_{t1} \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 25.2\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_{t2} \leq 0, \text{ car : } \tau_u = 0.387\text{MPa}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_{t3} = 67\text{cm.} \quad \text{On prend: } St = 25\text{cm}$$

III.8.2. Vérifications

✓ **Vérification à l'ELS**

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y ; M_s = 19.14\text{KN.m. } M_t^s = 0.85 \times M_s = 16.27\text{KN.m, } M_t^a = 0.5 \times M_s = 9.57\text{KN.m}$$

Calcul de y :

$$A = 3.39\text{cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.19\text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 25448.9\text{cm}^4$$

◆ En travée: $\sigma_{bc} = 5.24\text{MPa} < 15\text{MPa}$ ----- Vérifiée

◆ En appuis: $\sigma_{bc} = 3.08\text{MPa} < 15\text{MPa}$ ----- Vérifiée

➤ **Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 > 0.0625; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.09 > 0.085; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage :**

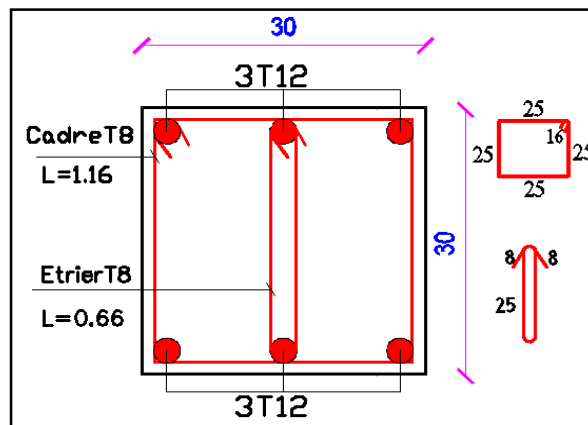


Figure III.16. Ferrailage de la poutre de chaînage.

III.9. Etude de la console

➤ Pré dimensionnement de la console :

Dans notre projet la console se trouve au niveau des escaliers comme représenté si dessous :

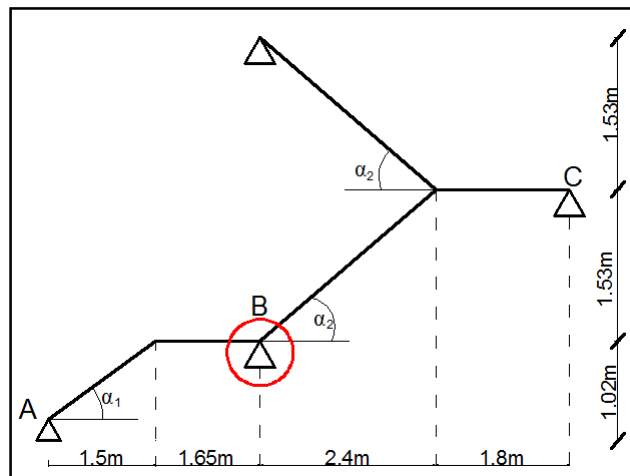


Figure III.17. Position de la console.

On doit vérifier les conditions de la flèche tel que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 9.33cm \leq h \leq 14cm$$

- L'exigence de RPA 99 (art 7.5.1) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } h = 35cm ; b = 30cm$$

• Les sollicitations sur la console :

Les sollicitations qui reviennent à la console sont :

$$P_u = 42.37 \text{ Kn/ml.}$$

$$M_u = \frac{ql^2}{2} = \frac{42.37 \cdot 1.4^2}{2} = 41.52 \text{ Kn.m}$$

$$V = q \cdot l = 42.37 \cdot 1.4 = 59.32 \text{ Kn.}$$

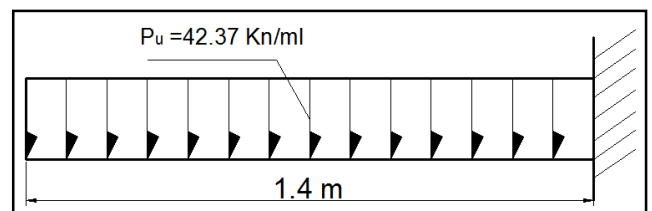


Figure III.18. Schéma statique de la console.

• Le ferrailage à la flexion :

b = 30cm, d = 32.5cm, f_e = 400Mpa, f_{c28} = 25Mpa.

M(Kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A ^{cal}	A ^{min}
41.52	0.094	0.123	0.309	3.86	1.17

• **Le ferrailage à la torsion :**

Après calcul RDM on est abouti aux résultats représentés sur la **figure III.19** si dessous :

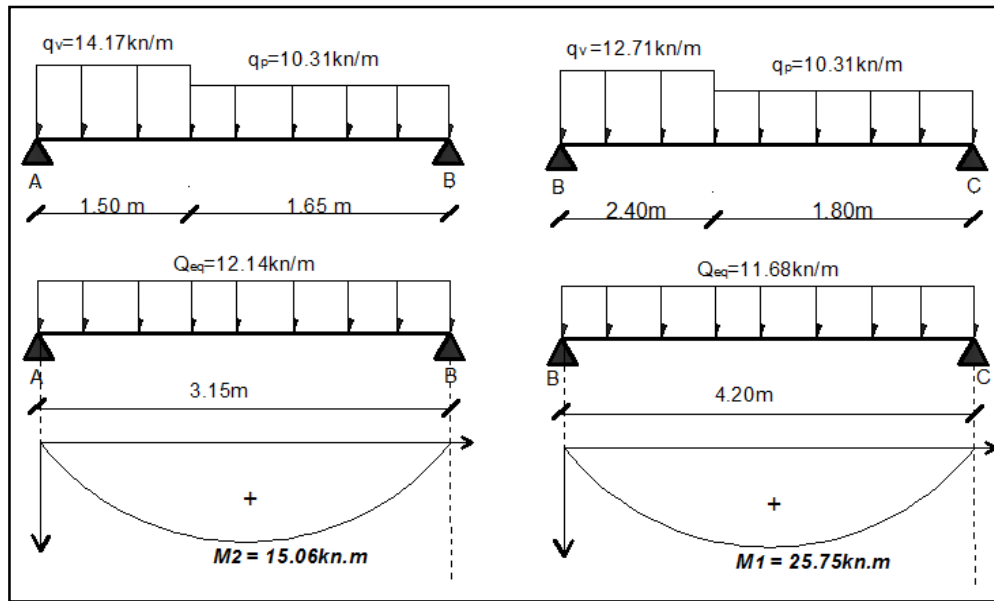


Figure III.19. Schéma statique du chargement.

On voit bien que l'appui B est commun entre la partie AB (volée+palier) et BC (volée+palier).

La partie BC provoque un M^{nt} plus important au M^{nt} engendrer dans la partie AB avec :

$\Delta M = 10.69 \text{KN.m} \rightarrow$ Le M^{nt} provoquant la torsion.

$$-U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.2 \text{m}$$

$$.\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0893 \text{ m}^2$$

-e : épaisseur de la paroi : $e = \varnothing / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$

- A_I : section d'acier :

$$A_I = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{10.69 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 0.0893 \times 400} = 2.06 \text{cm}^2$$

✓ **Section d'armatures finale**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.86 + \frac{2.06}{2} \Rightarrow A^t = 4.89 \text{cm}^2$$

On ferraille avec : $A^t = 3HA14 + 1HA12 = 5.75 \text{cm}^2$

⇒ **Calcul des armatures transversales :**

$$\text{Soit : } \begin{cases} St = 15 \text{cm en travée} \\ St = 10 \text{cm en appuis} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{14.86 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 893 \times 10^{-8} \times 400} \Rightarrow A_t = 0.258 \text{cm}^2$$

$$D'ou : A_{torsion}^t = 1.35 + 0.258 = \mathbf{1.60cm^2}$$

→ D'après le **BAEL 91**(Art A.7.2.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{14}\right) \phi_t < \min\left(\frac{30}{10}, \frac{30}{35}, 1\right) = 0.86cm^2.$$

→ On pose: $A_{flexion}^t = 1\phi 8 = \mathbf{0.50cm^2}$

$$A_t = A_{flexion}^t + \frac{A_{torsion}^t}{2} = 0.50 + \frac{1.60}{2} = 1.30cm^2$$

Soit un cadre et un étrier $\phi 8$ et $A_t = \mathbf{3HA8 = 1.51cm^2}$

▪ Vérifications :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10.22 \times 1.5 + 7.36 \times 1.65 = 27.47$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 27.47KN/ml$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow \left(10.22 \times \frac{1.5^2}{2}\right) + (7.36 \times 1.8 \times 2.32) - (R_B \times 3.15) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_B = 13.40 \frac{kn}{ml} \\ R_A = 14.062 \frac{kn}{ml} \end{cases}$$

Premier tronçon :

$$q_{eq} = (10.22 \times 1.5) + (7.36 \times 1.65) = q * 1 \quad q = 8.72 \text{ kn.ml}$$

Deuxième tronçon :

$$q_{eq} = (9.14 \times 2.40) + (7.36 \times 1.80) = q * 1 \quad q = 8.37 \text{ kn.ml}$$

$$M_{eq} = 43.26 \text{ kn.ml (1)}$$

$$M_{eq} = 73.82 \text{ kn.ml (2)}$$

$$\Delta M_{eq} = 30.56 \text{ kn.ml}$$

A P'ELU :

1-vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot 0.30 \cdot 325 \cdot 2.1 / 400 = 0.117$$

On doit avoir :

2-Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit avoir : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \text{ -----BAEL (ChapI.III)}$$

On a: $V_{max} = 59.32KN$;

$$\text{Tel que: } \tau_{flexion} = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{59.32 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.325} = \mathbf{0.608 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{TU}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{30.56 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0.0893 \cdot 0.05} = \mathbf{1.197 \text{ Mpa.}}$$

D'où $\tau_u = 1.338\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}$ -----Condition vérifiée

3-Vérification à ELS

a-Etat limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

M= 30.56KN.m; y = 11.09cm; I = 52218.46cm⁴

$$\sigma_{bc} = \frac{30.56 \times 10^{-3}}{52218.46 \times 10^{-8}} \times 11.06 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.49\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b-Evaluation de la flèche :

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

- (1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.25 > 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- (2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.25 > 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$
- (3) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.005 < 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

→ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage :**

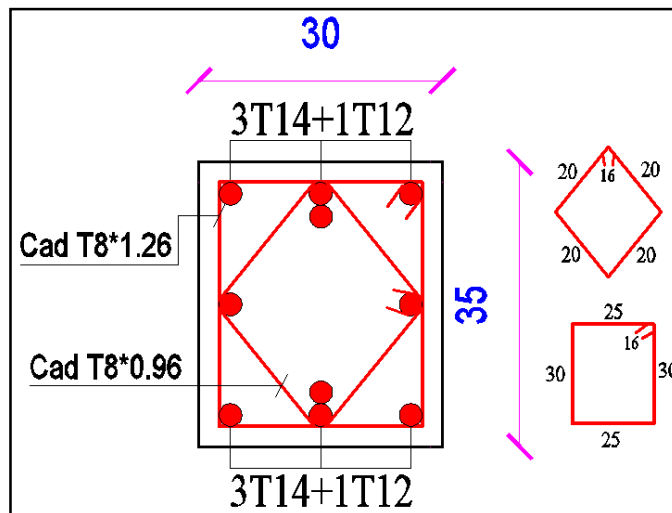


Figure III.20. Ferrailage de la console.

IV.1.Introduction

Le nord de l'Algérie est une région caractérisée par des séismes violents qui peuvent engendrer des dégâts importants (matériels et humaines), pour cela, les ouvrages courants doivent doter d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent et permettre à la structure de subir des déplacements inélastique avec des dommages limités et sans effondrements.

IV.2.Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situation non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3.Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/V2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente ;
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1.Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA99/V2003). de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

✓ Calcul de force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times w$$

- **A** : coefficient d'accélération de la zone RPA (Tableau 4.1)

Le coefficient « A » représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de la vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone **IIa**
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de Contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on va opter pour un système de contreventement mixte assurée par des portiques et des voiles avec justification d'interaction portique-voile. Dans ce cas : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :
RPA99 (Formule 4.4) : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$
- **P_q** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1.Valeurs de pénalités P_q

<i>Critère « q »</i>	<i>Observé</i>	<i>P_q/(x-x)</i>	<i>Observé</i>	<i>P_q / (y-y)</i>
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
3-Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6-Contrôle de qualité d'exécution	Non	0.10	Non	0.10

Donc :

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

- **W** : Poids total de la structure : $W = n \sum W_i$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes totales.

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 RPA99).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

$$\Rightarrow W = 19067,189 \text{ KN. (Tiré du Sap2000)}$$

▪ **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction de la période (η).

On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formule forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faible de T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \right).$$

Le facteur de correction d'amortissement (η) est donnée par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Ou $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = 10\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = 0.76 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

RPA99 (Formule 4-6)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 28.56 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :

$$C_T = 0.050$$

$$T_c = 0.61s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 \times \frac{H}{\sqrt{L}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 23.71m, L_y = 11.56m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.53s \\ T_y = 0.75s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x, T_c) = 0.53s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min(T_y, T_c) = 0.61s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}, \text{ Car } T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D_x = 2.5 * 0.76 * \left(\frac{0.5}{0.53}\right)^{2/3} = 1.82$$

$$D_y = 2.5 * 0.76 * \left(\frac{0.5}{0.61}\right)^{2/3} = 1.66$$

La période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$T_{sx} = 1.30 \times 0.53 = 0.689s$$

$$T_{sy} = 1.30 \times 0.61 = 0.793s$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.82 \times 1.20}{5} \times 19067.189 = 1249.28KN$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.20}{5} \times 19067.189 = 1139.45KN$$

IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA99) dès que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que celui du système réel.

La conception des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maitres.
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3.Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire :

IV.4. Exigences de RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes

- 1). D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- 2). D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse total de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est trois modes de chaque direction considérée.

IV.5. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.5.1.Disposition des voiles de contreventements :

L'architecteur de notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante :

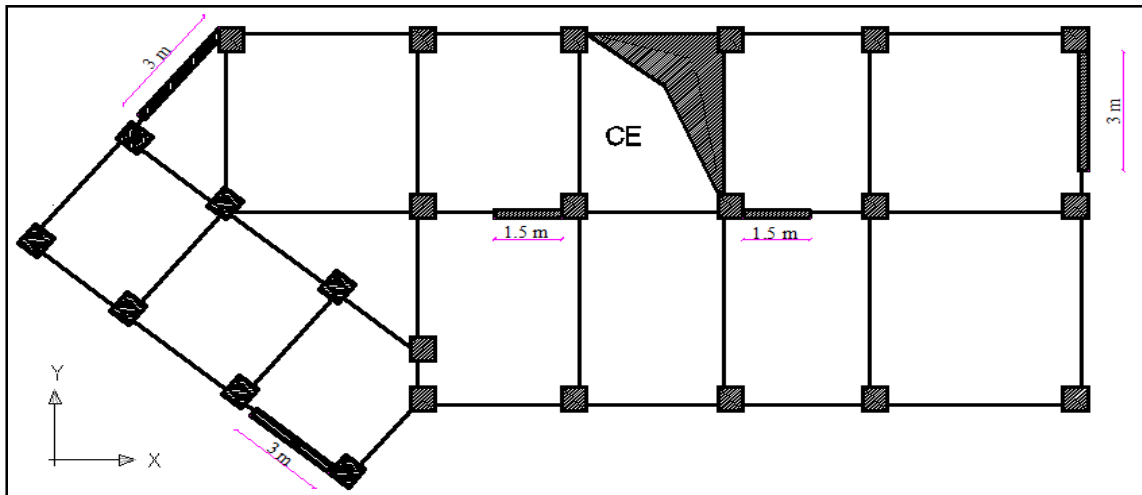


Figure IV.1 Disposition des voiles.

Remarque :

Afin de vérifier les périodes et avoir un bon comportement de la structure, on a augmenté la section des poteaux comme suit :

RDC, 1^{er} étage ----- (60×55) cm²

2^{eme}, 3^{eme} étages ----- (55×50) cm².

4^{eme}, 5^{eme} étages ----- (50×45) cm².

6^{eme}, 7^{eme} étages ----- (45×40) cm².

Résultats obtenu :

a) Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes	Individuel mode (percent)%			Cumulative sum (percent)%		
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.677388	0.06638	0.61268	0.00001	0.06638	0.61268	0.00001
2	0.658372	0.66287	0.05817	0	0.72925	0.67084	0.00001
3	0.478627	0.00089	0.04343	0.00001	0.73014	0.71427	0.00002
4	0.197031	0.15379	0.00122	0.00001	0.88393	0.71549	0.00003
5	0.192391	0.00095	0.15126	0.00002	0.88488	0.86676	0.00006
6	0.127379	0.00022	0.01234	0.00002	0.88509	0.8791	0.00008
7	0.114901	0.01367	0.00016	0	0.89876	0.87926	0.00009
8	0.113237	0.00019	0.0139	0.00027	0.89895	0.89316	0.00036
9	0.102195	0.00111	4.72E-05	0	0.90006	0.89321	0.00036
10	0.092142	0.04692	2.86E-05	0	0.94698	0.89324	0.00037
11	0.087494	0.00009619	0.04553	0.00313	0.94708	0.93876	0.00349

près les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que :

-Les deux premier modes de vibrations sont des translations avec un facteur de participation massique de 61.27% pour le 1^{er} mode ($// y$), et de 66.27% pour le 2^{eme} mode ($// x$).

-Les 90% de la somme des masses modales effectives sont atteinte au **11^{eme}** mode

Les modes de vibration sont montrées sur les figures suivantes :

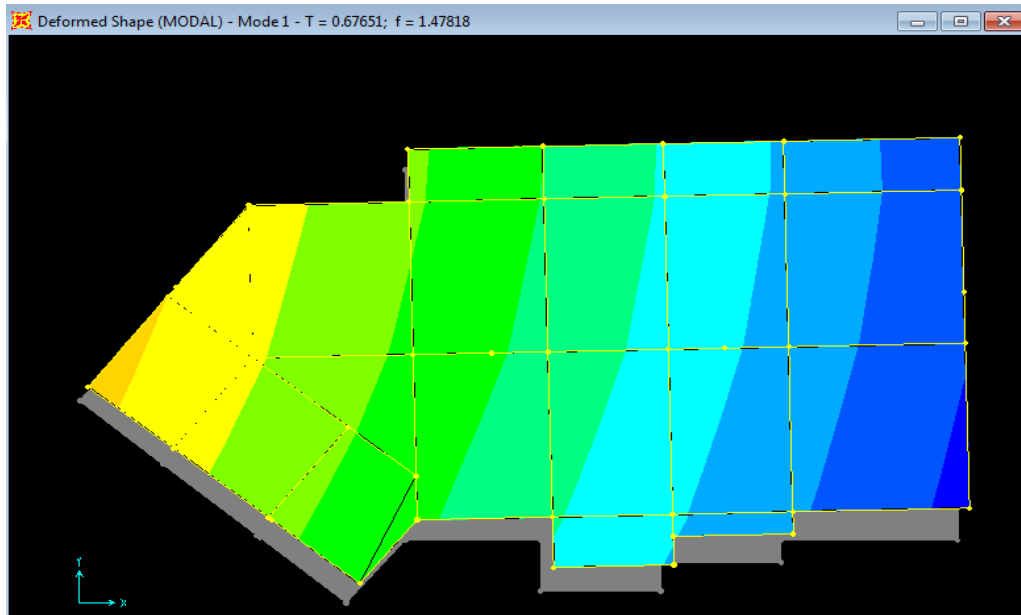


Figure IV.2.Mode 1 (translation // Y)

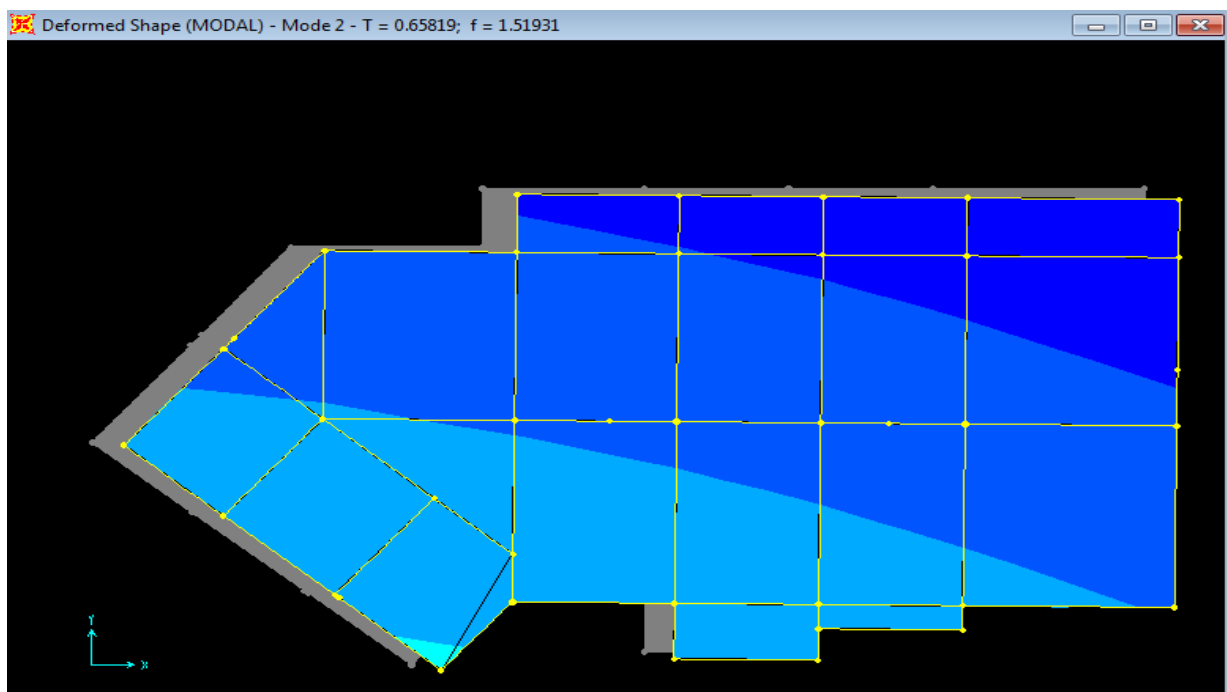


Figure IV.3.Mode 2 (translation // X)

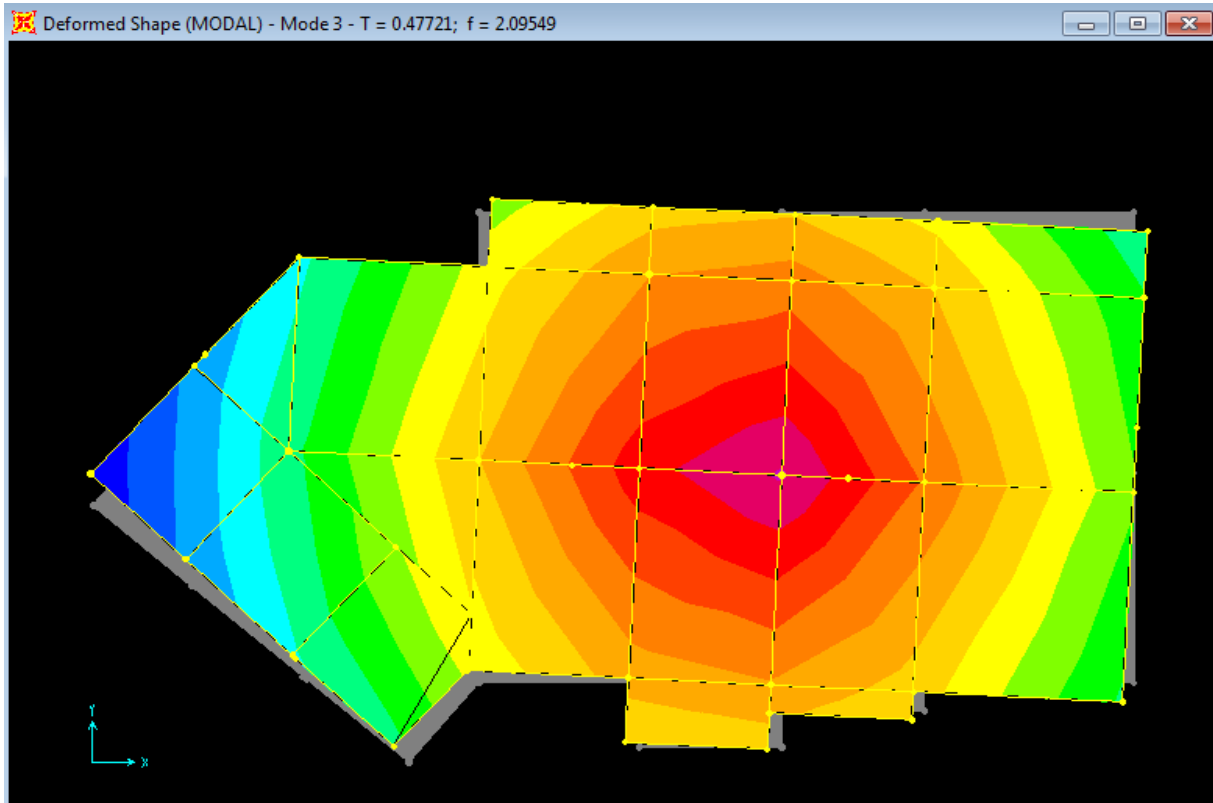


Figure IV.4. Mode 3 (Rotation autour Z)

b) Justification de l'interaction Voiles-portiques

Les tableaux IV.3 et IV.4 ci dessous illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales

	<i>Charges reprises (KN)</i>			<i>pourcentages (%) repris</i>	
	<i>POTEAUX</i>	<i>VOILES</i>	<i>SOMMES</i>	<i>%POTEAUX</i>	<i>%VOILES</i>
RDC	-17497.56	-3584.87	-21082.43	83.002	17.00
1	-15257.78	-2838.09	-18095.87	84.31	15.68
2	-12900.40	-2518.11	-15418.52	83.66	16.33
3	-10684.16	-1779.40	-12463.56	85.72	14.27
4	-8417.02	-1870.85	-10287.88	81.81	18.18
5	-6328.35	-1294.53	-7622.88	83.01	16.98
6	-4250.69	-1082.68	-5333.37	79.7	20.30
7	-2335.39	-604.65	-2940.04	79.43	20.56

- **Analyse des résultats :**

L'interaction sous charges verticales est **justifiée** puisque les voiles de contreventement reprennent moins de 20% de sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent plus de 80% sauf dans les deux derniers niveaux ou l'écart de 1%.

Tableau IV.4.Vérification sous charges horizontales

	<i>Interaction Ex</i>				<i>interaction Ey</i>			
	<i>POTEAUX</i>	<i>VOILES</i>	<i>%POTEAUX</i>	<i>%VOILES</i>	<i>POTEAUX</i>	<i>VOILES</i>	<i>%POTEAUX</i>	<i>%VOILES</i>
RDC	-346.23	-648.20	34.81	65.18	-306.53	-602.04	33.73	66.26
1	-389.214	-515.15	43.03	56.96	-347.28	-515.15	40.26	59.73
2	-382.202	-445.07	46.20	53.79	-357.42	-443.45	44.62	55.37
3	-409.383	-243.85	62.66	37.33	-381.00	-273.19	58.23	41.76
4	-348.237	-294.03	54.21	45.78	-332.45	-301.49	52.44	47.55
5	-360.014	-128.05	73.76	26.23	-283.19	-176.84	61.55	38.44
6	-249.336	-150.45	62.36	37.63	-248.88	-155.58	61.53	38.46
7	-280.007	-74.24	79.04	20.95	-275.89	-80.59	77.39	22.60

- **Analyse des résultats :**

L'interaction sous charges horizontale est **justifiée** puisque le taux de l'effort tranchant repris par les portiques est supérieur à 25% et celui repris par les voiles est inférieur à 75%, sauf dans le dernier niveau ou l'écart est de 2%.

IV.5.2.Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5.Vérification de l'effort normale réduit

<i>NIVEAU</i>	<i>Poteau (cm)</i>	<i>B (m²)</i>	<i>N_d (KN)</i>	<i>v</i>	<i>Observation</i>
<i>RDC</i>	60×55	0.33	1901.53	0.23	<i>vérifiées</i>
<i>1^{er} étage</i>			1409.87	0.17	
<i>2eme étage</i>	55×50	0.275	1016.14	0.15	
<i>3eme étage</i>			720.23	0.11	
<i>4eme étage</i>	50×45	0.225	477.95	0.09	
<i>5eme étage</i>			317.51	0.06	
<i>6eme étage</i>	45×40	0.18	197.87	0.04	
<i>7eme étage</i>			112.78	0.03	

- **Analyse des résultats :**

Après analyse des résultats on voit bien que l'effort normal de compression est largement vérifié.

IV.5.3.Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'RPA99 (4.3.6), 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} .

Tableau IV.6.Vérification de la résultante des forces sismique

<i>Résultante des forces sismiques</i>	<i>V_{st}(KN)</i>	<i>0.8V_{st}(KN)</i>	<i>V_{dyn}</i>	<i>Observation</i>
<i>Sens x-x</i>	1249.28	999.42	1005.67	<i>vérifiées</i>
<i>Sens y-y</i>	1139.45	911.56	930.64	

L'effort $V_{Dynamique} > 0,8V_{Statique}$, donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

IV.5.4.Justification vis-à-vis des déformations

Selon l'RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k -1 » est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

Avec : $\delta K = R \times \delta eK$

δK : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δeK : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le suivant :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements.

Niveaux	Sens x-x						Sens y-y				
	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hk (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)
RDC	0.086	0.4	0	0,4	408	0,1	0,098	0.49	0	0.49	0,12
NIV 01	0,20	1.03	0.4	0,63	306	0.2	0,25	1.25	0.49	0.76	0.25
NIV 02	0,35	1.75	1.03	0.72	306	0,23	0,43	2.15	1.25	0,9	0,3
NIV 03	0,51	2.53	1.75	0.78	306	0,25	0,63	3.15	2.15	1	0,33
NIV 04	0.66	3.31	2.53	0,78	306	0,25	0.84	4.2	3.15	1.05	0.34
NIV 05	0.81	4.06	3.314	0,74	306	0,24	1.04	5.2	4.2	1	0.33
NIV 06	0.95	4.76	4.06	0.7	306	0,23	1.23	6.15	5.2	0,95	0.31
NIV 07	1.08	5.40	4.76	0,64	306	0,21	1.41	7.05	6.15	0.9	0,29

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5. Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$$P_K = \sum_{i=K} n(W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

ΔK : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_K)$.

✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8.Vérification de l'effet P- Δ

Niveau	hk (cm)	Pk (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk	Vk (KN)	Θk	Δk	Vk(KN)	Θk
NIV 01	408	19067.18	0.40	994.43	0.018	0.49	908.57	0.025
NIV 02	306	16342.47	0,63	904.364	0.037	0,76	862.43	0,047
NIV 03	306	13924.123	0,72	827.272	0.0 11	0,9	800.87	0,051
NIV 04	306	11978.028	0,78	653.233	0.46	1	654.19	0,060
NIV 05	306	9582.408	0,78	642.267	0.062	1.05	633.94	0,052
NIV 06	306	7541.048	0,74	488.064	0.037	1	460.03	0,054
NIV 07	306	5407.048	0,7	399.786	0.031	0.95	404.46	0,042
NIV 08	306	2666.708	0,64	354.247	0,016	0.9	356.48	0,0022

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6.conclusion

Après plusieurs dispositions, nous avons opté pour celle qui nous a donnée les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale). Toutes les étapes de l'étude dynamique comme la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, découlent de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

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) $\rightarrow G + Q$ | 4) $\rightarrow 0.8G \pm E_Y$ |
| 2) $\rightarrow 1.35G + 1.5Q$ | 5) $\rightarrow G + Q \pm E_X$ (RPA99) |
| 3) $\rightarrow 0.8G \pm E_X$ | 6) $\rightarrow G + Q \pm E_Y$ |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

Les résultats obtenus pour les sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Valeurs des sollicitations dans les poteaux

Poteaux	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Comb	N^{\min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Comb	M^{\max} (KN.m)	N^{corr} (KN)	Comb	V (KN)
60×55	912.9	30.21	4	-1901.53	-65.82	6	87.38	741.86	6	70.46
	503.053	12.089	4	-1409.87	-29.99	6	108.96	28.551	6	63.313
55×50	275.071	7.21	4	-1185.005	2.58	2	90.27	8.26	6	56.99
	118.02	5.66	4	-982.472	3.95	2	102.96	-701.4	6	67.28
50×45	54.68	51.17	4	-781.59	3.18	2	80.69	-46.84	6	53.77
	33.95	13.55	4	-587.431	4.32	2	87.09	-62.49	6	58.515
45×40	43.76	10.65	3	-394.38	2.96	2	61.32	-62.43	6	40.83
	31.47	3.91	3	-236.52	-10.45	2	74.49	-53.106	6	54.41

NB : (-) : compression

(+) : traction.

V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

a)- Les armatures longitudinales

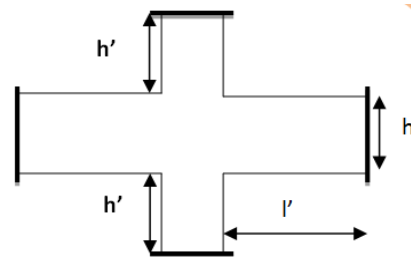
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau



FigureV.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	$A^{min} RPA$ (cm^2)	$A^{max} RPA$ (cm^2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1^{eme} étage	60x55	26.4	132	198
2 et 3^{eme} étage	55x50	22	110	165
4 et 5^{eme} étage	50x45	18	90	135
6 et 7^{eme} étage	45x40	14.4	72	108

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 IIb 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'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ; Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « **Start design /check of structure** ».

a)- Armatures longitudinales

Tableau V.3. Armatures longitudinales

Niveau	Section (cm ²)	A _{calcul}		A adoptée (cm ²)
		Sap2000 (cm ²)	A ^{min} RPA (cm ²)	
RDC et 1 ^{er} étage	60x55	27.97	26.4	4T20+8T16 = 28.64
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	55x50	18.93	22	12T16=24.12
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	50x45	12.57	18	10T16 = 20.1
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	45x40	6.37	14.4	10T14 = 15.4

b) Section des armatures transversales

Tableau V.4. Armature transversales

Niveaux	RDC	1 ^{er} étages	2 ^{me} et 3 ^{eme} étages	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages
Section (cm ²)	60x55	60x55	55x50	50x45	45x40
ϕ_t^{\max} (cm)	2	2	1.6	1.6	1.4
ϕ_t^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4
l_f (cm)	285.6	214.2	214.2	214,2	214,2
λg	5.19	3.89	3.89	4.28	4.28
Vu (KN)	70.46	63.31	67.28	58.51	54.41
l_r (cm)	80	80	64	64	56
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	0.80	1.08	1.26	1.21	1.27
A_{tmin} (cm ²)	1.65	3.35	3.05	2.745	2.44
A_t adopté (cm ²)	2	4.71	3.16	3.16	3.16
Nbre de cadres	4T10	6T10	4T8	4T8	4T8

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. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$). 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.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de :

$l_0 = 4.08m$ et un effort normal de $7007.45KN$

$$N_u^{max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif (RDC)

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.856$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{b^2}{12}} \Rightarrow i = 0.158m$ (Rayon de giration).

D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.158} \Rightarrow \lambda = 18.07 \Rightarrow \alpha = 0.807$

$B_r = (a-2) \times (b-2) = 0.307m^2$. (Section réduite) $\Rightarrow N_u = 5385.17KN$.

Tableau V.5. Justification de l'effort normal réduit.

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_u^{max} (KN)
RDC	4.08	2.856	0.173	18.07	0.806	28.64	0.307	5385.17	1901.527
1^{er} étage	3.06	2.142	0.173	13.55	0.825	28.64	0.307	5512.12	1409.876
2^{eme} et 3^{eme} étages	3.06	2.142	0.144	14.84	0.820	22.24	0.254	4491.36	1185.005
4^{eme} et 5^{eme} étages	3.06	2.142	0.130	16.47	0.813	18.22	0.206	3616.67	781.593
6^{eme} et 7^{eme} étage	3.06	2.142	0.115	18.55	0.804	15.4	0.163	2857.55	394.383

Du tableau ci-dessus on a $N_u^{max} < N_u$ ---- Condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

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 :

$$\sigma_{bc} \leq (\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right) ; \text{ Avec : } B = b \times h + 15 \times A_s$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

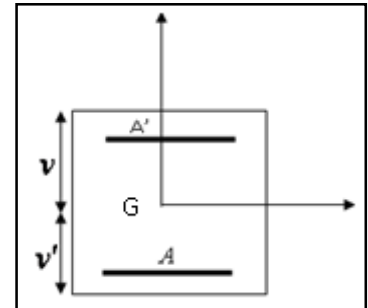


Figure V.2: Section du poteau

Tableau V.6. Justification des contraintes

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} et étage
Section (cm2)	60x55	55x50	50x45	45x40
d (cm)	57.5	52.5	47.5	42.5
A' (cm2)	28.64	22.24	18.22	15.4
A (cm2)	28.64	22.24	18.22	15.4
V (cm)	0.30	0.275	0.25	0.225
V' (cm)	0.30	0.275	0.25	0.225
I_{gg}' (m4)	0.0131	0.009	0.006	0.004
N^{ser} (MN)	0.57983	0.435309	0.26128	0.11586
M^{ser} (MN.m)	0.00655	0.0074855	0.008602	0.010227
σ_{bc} (MPa)	1.91	1.81	1.52	1.22
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15
Vérification	<i>vérifiée</i>			

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau V.7.Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	$l_f(m)$	λ_g	ρ_d	$d (cm)$	$V_u(KN)$	$\tau (MPa)$	$\bar{\tau} (MPa)$	observ
RDC	60×55	2.856	5.19	0.075	54	70.46	0.217	1	vérifier
1 ^{er} étage	60×55	2.142	3.89	0.04	54	63.31	0.195	1	vérifier
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	55×50	2.142	3.89	0.04	49.5	67.28	0.247	1	vérifier
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	50×45	2.142	4.28	0.04	45	58.51	0.260	1	vérifier
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	45×40	2.142	4.28	0.04	40.5	54.41	0.298	1	vérifier

d) Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux le **RPA99 (Art 7. 6. 2)** exige que :

$$M_R = |M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

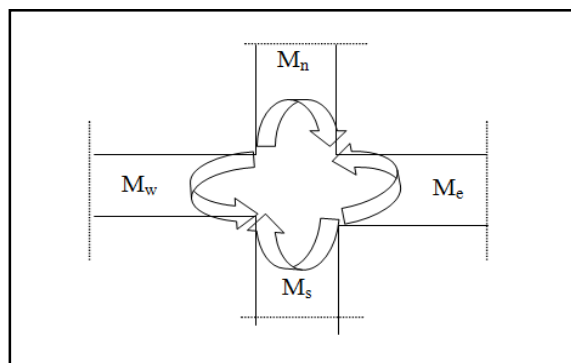


Figure V.3.Les moments sur la zone nodale.

Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments > R+2.

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment « M_R » d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'armatures dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s ; \text{ Avec : } Z=0.85 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Tableau .V.8. Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	60×55	0.51	28.64	508.3
2 et 3 ^{ème} étage	55×50	0.467	22.24	361.43
4 et 5 ^{ème} étage	50×45	0.425	18.22	269.47
6et 7 ^{ème} étage	45×40	0.382	15.4	204.47

b) Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central.

Tableau .V.9. Moments résistants dans les poutres.

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
RDC	508.3	508.3	1016.6	107.78	107.78	269.45	<i>vérifiée</i>
Etage 1	508.3	508.3	1016.6	107.78	107.78	269.45	<i>vérifiée</i>
Etage 2	361.43	361.43	722.86	107.78	107.78	269.45	<i>vérifiée</i>
Etage 3	361.43	361.43	722.86	107.78	107.78	269.45	<i>vérifiée</i>
Etage 4	269.47	269.47	538.94	102.22	102.22	255.55	<i>vérifiée</i>
Etage 5	269.47	269.47	538.94	102.22	102.22	255.55	<i>vérifiée</i>
Etage 6	204.47	204.47	408.94	102.22	102.22	255.55	<i>vérifiée</i>
Etage7	204.47	204.47	408.94	102.22	102.22	255.55	<i>vérifiée</i>

- **Conclusion** : La vérification des zones nodales est justifiée.

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

$\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 85\text{cm}$

▪ **Les zones nodales**

La zone nodale est définie par h'

Avec : $h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm})$. ($h_1 \times b_1$) : section de poteau. h_e : hauteur d'étage.

-On opte $h' = 64\text{ cm}$ pour tous les étages.

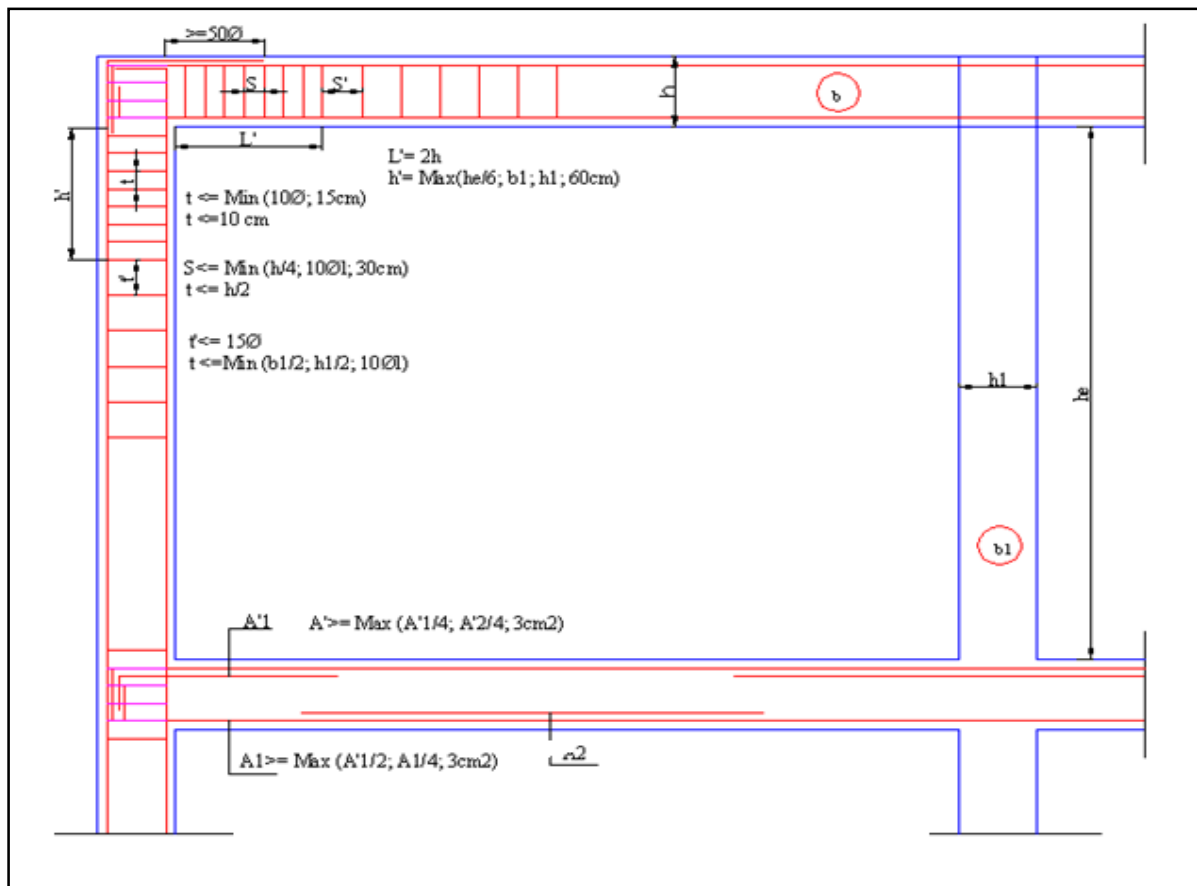


Figure V.4. Disposition constructive des portiques

V.2.5. Schéma de ferrailage des poteaux

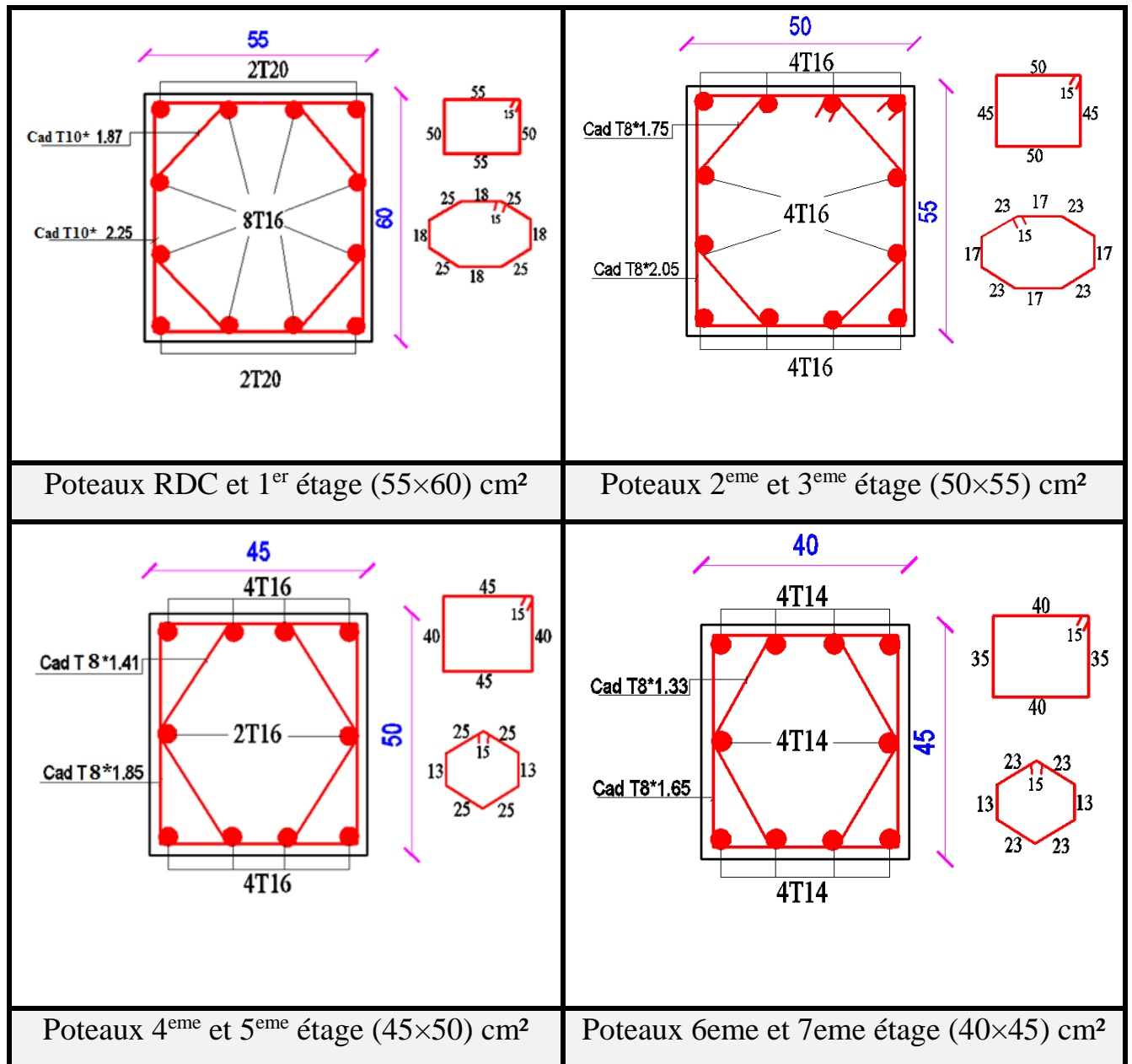


Tableau V.10. Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le RPA en zone IIa.

V.3.1. Recommandation du RPA 99

1-Ferrailage

a) Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

-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 côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

-On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) 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 : $S_i \leq \frac{h}{2}$ 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. Section de ferrailage des poutres :

De même que les poteaux, le ferrailage sera directement déduit du logiciel **SAP2000** (structure modélisée). Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Armatures longitudinales des poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
1 étage	Principales	40×30	Appuis	8,44	6	9,11	3T16+2T14
			travées	8,91			
	Secondaires	35×30	Appuis	5,05	5,25	6.03	3T16
			travées	5,83			
	Palière	30×30	Appuis	4.66	4,5	4,93	3T12+1T14
			travées	3.74		4,62	3T14
2eme + 3 eme étages	Principales	40×30	Appuis	8,91	6	9,11	3T16+2T14
			travées	9.59		10.65	3T16+3T14
	Secondaires	35×30	Appuis	6,08	5,25	8,01	3T14+3T12
			travées	6,99			
4 eme et 5 eme étages	Principales	40×30	Appuis	7,57	6	8,64	3T14+2T16
			travées	7.95			
	Secondaires	35×30	Appuis	6,06	5,25	8,01	3T14+3T12
			travées	6,83			
6 et 7eme étages	Principales	40×30	Appuis	6,96	6	8,64	3T14+2T16
			travées	5.43		6.63	3T14+1T16
	Secondaires	35×30	Appuis	5,38	5,25	6.03	3T16
			travées	5,84			

V.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99 :➤ **Longueurs de recouvrement :**

$$L_r > 40\phi_L$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 46 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm, on adopte } L_r = 60\text{cm.}$$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48\text{cm, on adopte } L_r = 50\text{cm.}$$

• **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :**- **En zone courante :**1) **Poutre principales :**

$$3T20 = 8.64\text{cm}^2 < 4\% \times b \times h = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

2) **Poutre secondaire :**

$$3T20 = 8.01 \text{ cm}^2 < 4\% \times b \times h = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

3) **Poutre palière :**

$$3T14 = 4.62 \text{ cm}^2 < 4\% \times b \times h = 36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- **En zone de recouvrement :**1) **Poutre principales :**

$$3T16 + 2T14 = 9,11 \text{ cm}^2 < 6\% \times b \times h = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2 < 9.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

2) **Poutre secondaire :**

$$4T16 = 8,01 \text{ cm}^2 < 6\% \times b \times h = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$0.5\% \times b \times h = 5,25 \text{ cm}^2 < 8,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

3) **Poutre brisée et palière :**

$$3T14 = 4,62 \text{ cm}^2 < 6\% \times b \times h = 54\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$0.5\% \times b \times h = 4,5 \text{ cm}^2 < 4.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

V. 3.4. Armatures transversales :• **Poutres principales, Secondaires et Palière :**

Le diamètre minimal doit vérifier la condition **du BAEL**.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11,42 \text{ mm.}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

• **Vérification des sections d'armatures transversales** : $A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$.

Calcul de S_t : Selon le CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2), $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$,

Avec:

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \dots\dots\dots 1$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \dots\dots\dots 2$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \dots\dots\dots 3$$

D'après les trois équations le tableau suivant présente les espacements des différentes poutres :

Tableau V.12. Armatures transversales des poutres.

<i>Poutre</i>	<i>Principale</i>	<i>secondaire</i>	<i>palière</i>
<i>Armatures transversales (cm)</i>	4T8 = 2.01	4T8 = 2.01	4T10 = 3.14
<i>Espacement</i>	28,34	29,5	29.5

Exigences du RPA :

Zone nodale : en zone nodale les espacements sont calculés avec la formule suivante :

$$1. S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30cm\right)$$

Zone courante : en zone courante les espacements sont calculés avec la formule suivante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}.$$

Comme il faut vérifier que :

$$A_t > A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times h$$

Et le tableau qui suit résume les exigences du R.P.A

Tableau V.13. Vérification des Exigence de R.P.A.

Poutre	Espacement en zone		Vérification de la condition de non fragilité		
	Nodale (cm)	Courante (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	$A_t > A_t^{min}$
Principale	10	15	2,01	1,2	vérifier
Secondaire	10	15	2.01	1.05	vérifier
palière	8	10	3,14	0,72	vérifier

V. 3. 5. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales .}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres Palières}$$

Donc les conditions de non fragilité sont vérifiées.

b) Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ F. P. N} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Tableau .V.14. Vérification de la contrainte tangentielle.

Poutres	V_U (MN)	τ_U (MPa)	Observation
Principales	155.155×10^{-3}	1.37	Vérifié
Secondaires	111.515×10^{-3}	1,14	Vérifié
Palière	9.57×10^{-3}	0.12	Vérifié

D'après le tableau si dessus on voit bien que :

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

V. 3. 6. Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration, est peu préjudiciable.

b) Etat limite de compression du béton :

$$I = \frac{b \times h^3}{12}; \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

Tableau .V.15. Vérification de la contrainte limite de béton.

<i>Poutres</i>	<i>Localisation</i>	<i>M_{ser} (KN.m)</i>	<i>I (m)</i>	<i>Y (m)</i>	<i>σ_{bc}(MPa)</i>	<i>Obs</i>
<i>Principales</i>	Appuis	58.86×10 ⁻³	1,10×10 ⁻³	0.149	5. 326	Vérifiée
	Travées	29.79×10 ⁻³	1,05×10 ⁻³	0.146	3.95	
<i>Secondaires</i>	Appuis	7.55×10 ⁻³	0,7×10 ⁻³	0.13	0.75	
	Travées	7.36×10 ⁻³	0,7×10 ⁻³	0.13	0.86	
<i>Palière</i>	Appuis	2.11×10 ⁻³	0.46×10 ⁻³	0.10	0.28	
	Travées	0.96×10 ⁻³	0.46×10 ⁻³	0.10	0.129	

c)Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si :

- $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$(1).
- $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$(2).
- $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e}$(3).

Tableau .V.16. Vérification de l'utilité de la flèche.

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Principales	Vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée
Secondaires	Vérifiée	Non Vérifiée	Vérifiée
Paliers	Vérifiée	Non Vérifiée	Vérifiée

On remarque que la 2^{ème} condition de la flèche n'est pas vérifiée donc il faut calculer la flèche dans la poutre.

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

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} \quad \text{Et} \quad \bar{f} = \frac{l}{500}$$

	<i>Poutres</i>	$I_{fij} (m^4)$	$I_{fig} (m^4)$	$I_{fip} (m^4)$	$I_{fvg} (m^4)$	$\Delta_{Ft} (m^4)$	$f_{adm} (m^4)$
<i>Etage courant</i>	PP	0.98	0.134	0.177	0.531	0.47	0.94
	PS	0.131	0.178	0.289	0.707	0.68	0.94
	P _{Palière}	0.51	0.69	0.91	0.27	0.25	0.58
<i>Terrasse inaccessible</i>	PP	0.146	0.198	0.357	0.904	0.91	0.94
	PS	0.12	0.163	0.289	0.75	0.75	0.94

- **Les zones nodales :**

On prend : $L' = 70\text{cm}$ pour toutes les poutres.

V. 3. 7. Schéma de ferrailage des poutres :

Les schémas de ferrailage des poutres principales, secondaires, Palière sont présentés dans les tableaux qui suivent :

Tableau .V.17. Schéma de ferrailage des poutres principales.

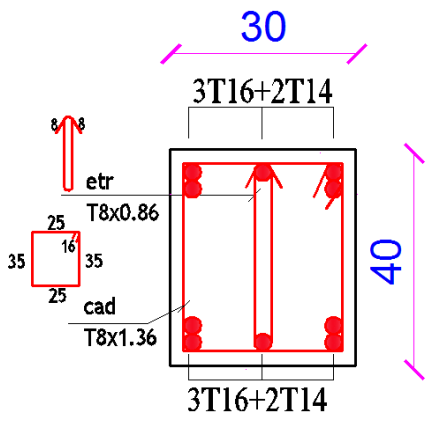
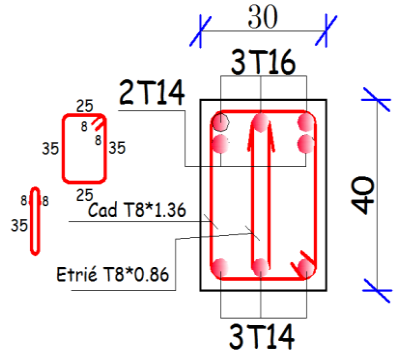
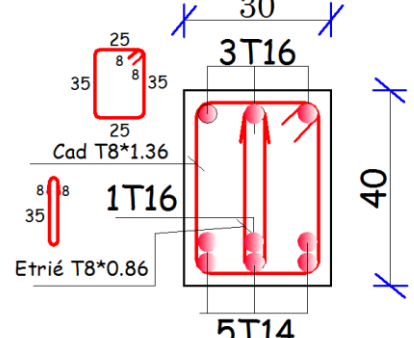
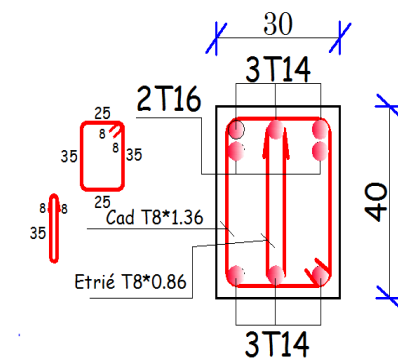
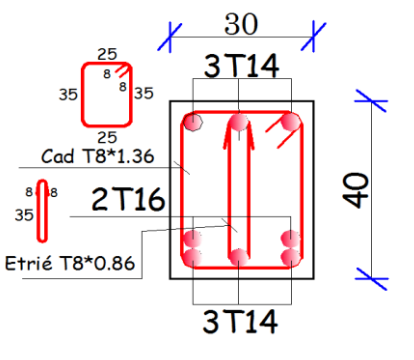
Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
Principales	40×30	Le ferrailage est symétrique (appui et travée).	
			
		1 ^{er} étage	
			
		Appui	travée
		2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	
			
Appui	travée		
4 ^{eme} au 7 ^{eme} étage			

Tableau .V.18. Schéma de ferrailage des poutres secondaires et palières.

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		Le ferrailage des poutres secondaires est symétrique (appui et travée).	
Secondaires	30*35	<p>30 35 3T16 3T16 Cad T8*1.26 Etrié T8*0.76</p>	<p>30 35 3T14+3T12 3T14+3T12 etr T8*0.76 cad T8*1.26</p>
		1 ^{er} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	2 ^{eme} au 5 ^{eme} étages
Palière	30*30	<p>30 30 3T12+1T14 3T14 Cad T10*1.16 Etrié T10*0.66</p>	<p>30 30 3T12 3T14 Cad T10*1.16 Etrié T10*0.66</p>
		Appui	Travée

V.4. Etude des voiles

V.4.1. 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.

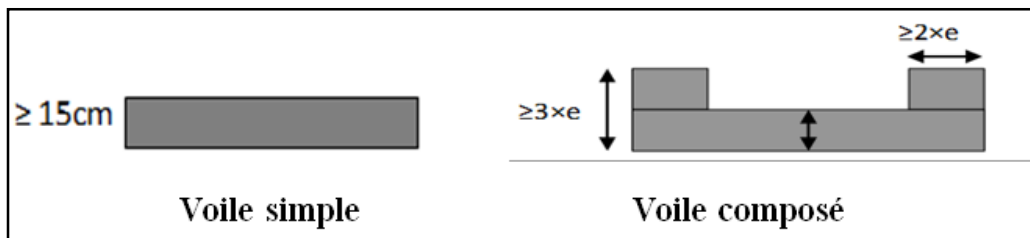


Figure V.5. Types de voiles

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.4.2.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 ligaturées 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.

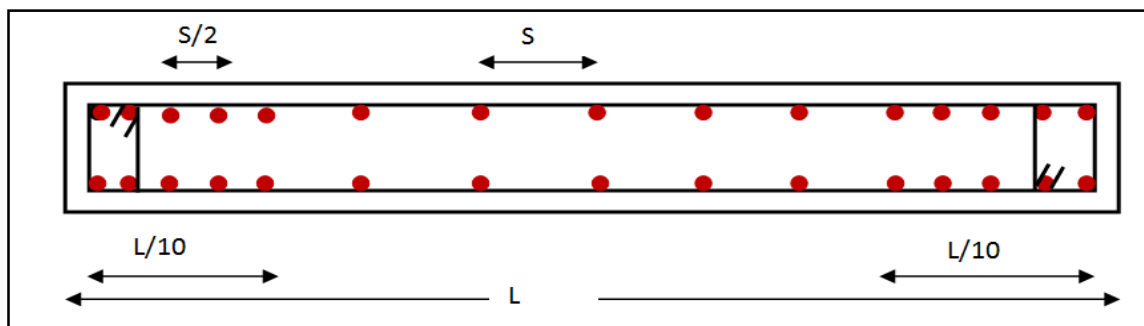


Figure V.6. Disposition des armatures verticales (vue en plan)

b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10\varnothing$.

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 : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

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) $\varnothing < a/10$ en zone courante.

f-Longueur de recouvrement

$L_r = 40\varnothing$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\varnothing$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

V.5.3.Disposition des voiles

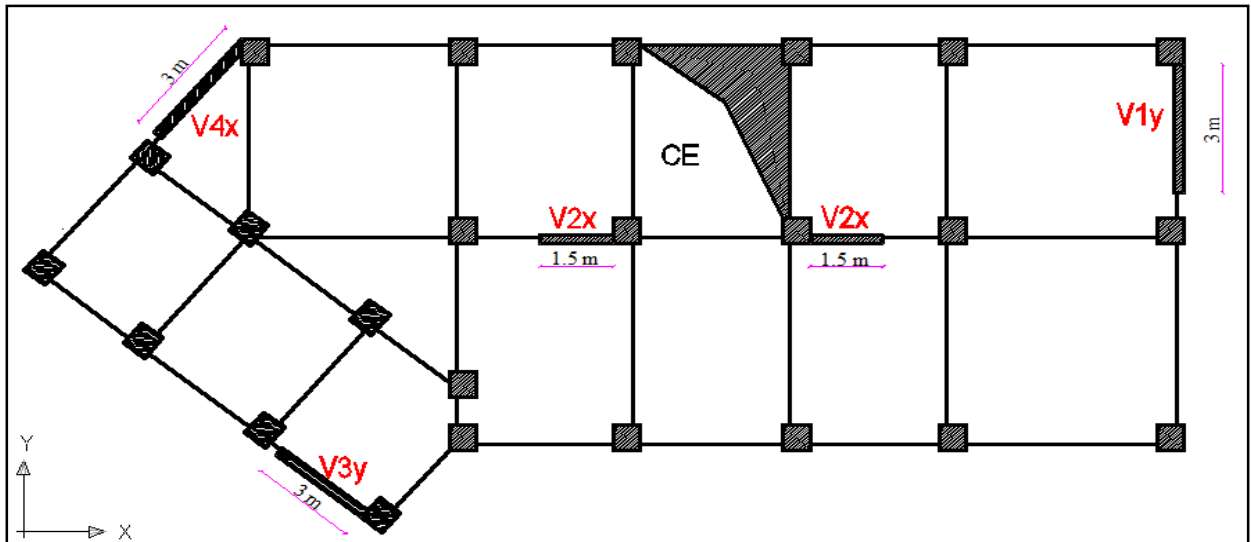


Figure V.7.disposition des voiles

Le **SAP 2000** utilise la méthode des éléments finis, cette dernière donne des résultats plus précis en augmentant le nombre de nœuds (augmentation de nombre d'éléments ou mailles) la commande qui permet de mailler la structure dans le **SAP 2000** est la commande mèche Schelle, et par conséquent on aura plusieurs mailles dans un voile, pour le ferrailage on prend la maille la plus sollicitée.

V.4.3.Ferrailage des voiles

1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e x L) comme indiquée sur la figure (V-3-4).

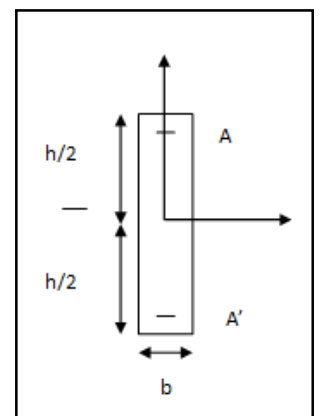
Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations Suivantes :

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant.

$N_{min} \rightarrow M$ correspondant.

$M_{max} \rightarrow N$ correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**



2. Armatures horizontales : Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

$A_v^{min}/voile$: Section d'armatures minimales dans le voile complet ; $A_v^{min} = 0.15\% \times b \times L$.

$A_v^{calculé}/face$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adopté}/face$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{bre}/face$: Nombre de barres adoptées par face ; S_t : Espacement.

$A_h^{min}/face$: section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{min} = 0.15 \times b \times h$.

$A_h^{calculé}/face$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{adopté}/4$).

$A_h^{adopté}/face$: section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{bre}/face$: nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

Tableau V.19. Sollicitations max de calcul dans les voiles // à x-x'.

		$N_{min} \rightarrow M$ correspondant.		$N_{max} \rightarrow M$ correspondant.		$M_{max} \rightarrow N$ correspondant.		V_d (KN)
V_{RDC}	e=20cm	-1208.28	-233.97	45.78	266.30	272.18	-159.22	128.88
V_{x1}	e = 15cm	-780.29	-105.34	-130.53	126.25	130.14	-293.01	84.5
V_{x2}		-657.06	-10.86	-164.49	96.21	96.21	-164.49	-68.04
V_{x3}		-581.58	-7.52	-185.25	77.16	7.16	-185.25	-59.98
V_{x4}		-514.69	-17.64	-188.87	64.25	64.25	-188.87	-65.61
V_{x5}		-419.88	-14.43	-177.02	43.99	43.99	-177.02	-48.56
V_{x6}		-326.5	-21.93	-141.85	37.16	63.62	265.72	-53.52
V_{x7}		-84.66	16.71	-209.68	-12.79	31.46	-178.98	28.11

Tableau V.20. Sollicitations max de calcul dans les voiles // à y-y'.

		$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.		$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.		$M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.		V_d (KN)
V_{yRDC}	e=20cm	-1499.08	1784.30	-51.96	-1675.48	1784.30	-1499.08	-386.87
V_{y1}	e = 15cm	-1010.17	42.05	-299.37	-896.07	948.52	-965.12	347.93
V_{y2}		-896.10	51.30	-411.76	-621.94	685.80	-710.12	305.12
V_{y3}		762.03	48.18	-304.21	-394.78	454.38	-650.34	249.34
V_{y4}		-639.73	61.22	-196.91	-262.22	338.11	-605.08	219.53
V_{y5}		-515.65	227.50	-98.42	-154.59	227.50	-515.65	156.48
V_{y6}		-382.12	195.82	-49.67	-118.89	195.82	-382.12	126.42
V_{y7}		-211.71	152.10	-6.74	-72.27	152.10	-211.71	75.54

V.4. 3. 1. Calcul du ferrailage des voiles :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile. Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant, les sections d'aciers calculées sont obtenues en utilisant le logiciel Socotec. Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Tableau V.21.Sollicitations de calcul dans le voile V_x dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.20*1.50	0.15*1.50	0.15*1.50	0.15*1.50	0.15*1.50
N (KN)	45.78	-130.53	-164.49	-177.02	-84.66
M (KN.m)	266.30	126.25	96.21	43.99	16.71
Section	Partiellement Comprimée	Partiellement Comprimée	Partiellement Comprimée	Partiellement Comprimée	Partiellement Comprimée
V (KN)	128.88	84.5	-68.04	-65.61	-53.51
τ (MPA)	1.002	0.87	0.706	0.68	0.55
$\tau = 0.2f_c/28$ (MP)	15	15	15	15	15
A_v^{cal} (cm ²)	7.58	5.094	4.62	4	2.68
A_v^{min} (cm ²)	3	2.25	2.25	2.25	2.25
A_v^{adop}	7.91	5.65	5.65	5.65	5.65
N ^{bre} /face	7T12	5T12	5T12	5T12	5T12
St (cm)	15	20	20	20	20
A_h^{cal}	1.25	0.82	0.66	0.64	0.52
A_h^{Min}	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop}	2.26	1.58	1.58	1.58	1.58
N ^{bre} /face	2T12	2T10	2T10	2T10	2T10
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.22.Sollicitations de calcul dans le voile V_y dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.20*3.00	0.15*3.00	0.15*3.00	0.15*3.00	0.15*3.00
N (KN)	-51.96	-299.37	762.03	-98.42	-6.74
M (KN.m)	1675.48	896.07	48.18	154.59	72.27
Section	Partiellement Comprimée	Partiellement Comprimée	Partiellement Comprimée	Partiellement Comprimée	Partiellement Comprimée
V (KN)	-386.87	347.93	305.12	219.53	126.42
τ (MPa)	1.003	1.203	2.58	2.27	1.31
$\tau = 0.2f_c/28$ (MP)	15	15	15	15	15
A_v^{cal} (cm ²)	11.16	6.56	7.75	5.21	6.76
A_v^{min} (cm ²)	3	2.25	2.25	2.25	2.25
A_v^{adop}	12.06	8.04	8.04	8.04	8.04
N ^{bre} /face	6T16	4T16	4T16	4T16	4T16
St (cm)	20	25	25	25	25
A_h^{cal}	0.25	1.13	2.42	2.13	1.23
A_h^{Min}	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop}	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
N ^{bre} /face	3T12	3T12	3T12	3T12	3T12
St (cm)	20	20	20	20	20

❖ Schéma de ferrailage du voile :

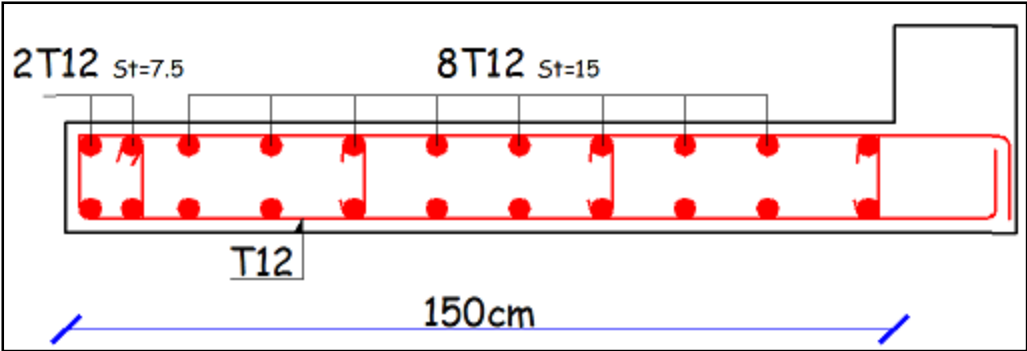


Figure V.8.Ferrailage des voiles

VI .1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, Les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.4 bar à une profondeur de 1.4 m.

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1). $G + Q \pm E$
- 2). $0.8 \times G \pm E$

VI .4. Etude des fondations :

VI.4.1. Le choix de fondation.

VI.4.1.1. Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

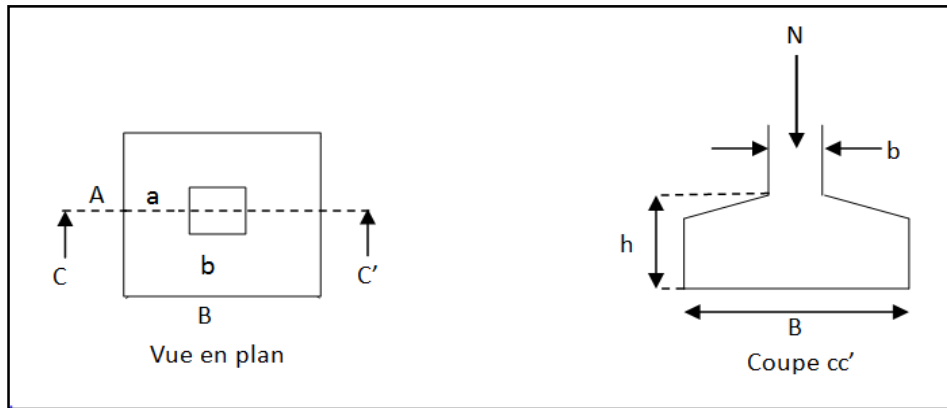


Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (*)$$

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

$$A \text{ dans } (*) \text{ et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,55}{0,60} \times \frac{1,9}{0,18}} = 3.11m$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

IV.4.1.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 06 poteaux représenté sous dessous :

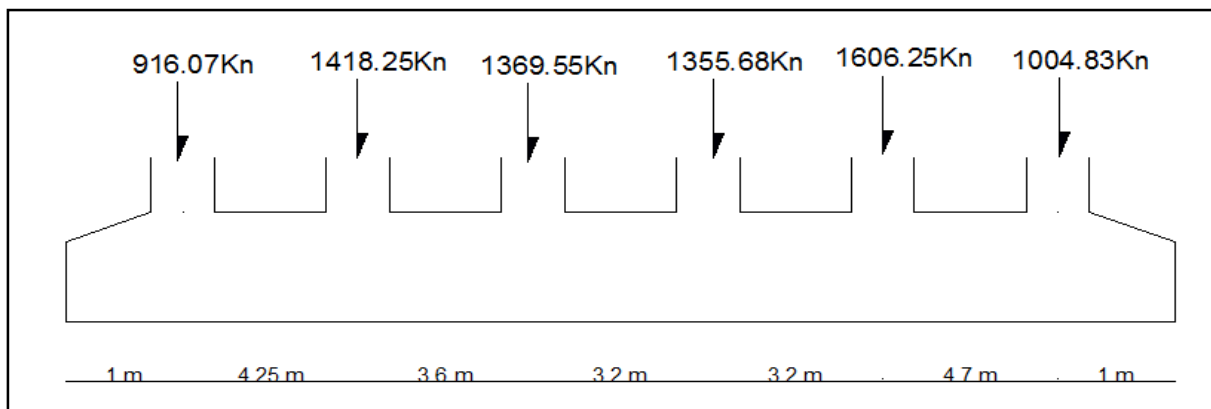


Figure. VI.2. Vue de la semelle filante // X.

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 : $N = \sum N_i$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

$$\sum N_i = 7670.525 \text{KN.}$$

$$L_i = \sum l_i + 2m = 21.25$$

$$B \geq \frac{7670.525 \times 10^{-3}}{21.25 \times 0.157} = 2.29 \text{m}$$

On prend $B = 2.3 \text{m} \Rightarrow$ Pas de chevauchement alors on opte pour la semelle filante // X.

Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{cm} \Rightarrow h \geq \frac{2.3-0.60}{4} + 0.05 = 47.5 \text{cm} \Rightarrow h = 50 \text{cm.}$$

On opte pour **h=50cm.**

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 : $I_X = 21.54 \text{m}^4$; $I_Y = 1839.17 \text{m}^4$, et $X_G = 10.625 \text{m}$; $Y_G = 1.15 \text{m}$;

Sens X-X : $N = 7670.525 \text{KN}$; $M_x = 319.158 \text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.526 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.185 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.44 \text{Mpa} > 0.18 \text{Mpa} \text{-----Non Vérifiée.}$$

Sens Y-Y : $N = 7670.525 \text{KN}$; $M_Y = 6533.99 \text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.733 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.0217 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.54 > \overline{\sigma_{sol}} = 0.18 \text{-----Non Vérifiée}$$

Vu de la non vérification de la contrainte du sol pour la semelle filante dans les deux sens, on opte donc pour un radier général.

VI.4.1.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

A - Pré dimensionnement du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$(L_{max} = 4.70 - 0.55\text{m}) = 4.15 \text{ m}$$

$$h_r = \frac{L_{max}}{20} = \frac{415}{20} = 20.75 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{L_{max}}{10} = \frac{415}{10} = 41.5 \text{ cm}$$

- **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module de Young. $E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2$.

I : Moment d'inertie de la section de radier.

K : Coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc : $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.67 \text{ m.}$$

Donc : $h_t \geq 0.67m$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$$h_t = 0.70m.$$

$h_r = 0.40m$ Pour le radier.

▪ **La surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{37.686}{0.18} = 209,36m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bât} = 260m^2$.

$S_{rad} < S_{bâtiment}$; Donc on prend : $S_{rad} = S_{bâtiment}$

B - Les vérifications :

▪ **Vérification au poinçonnement :**

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le **CBA93** (Art. A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur de la nervure.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

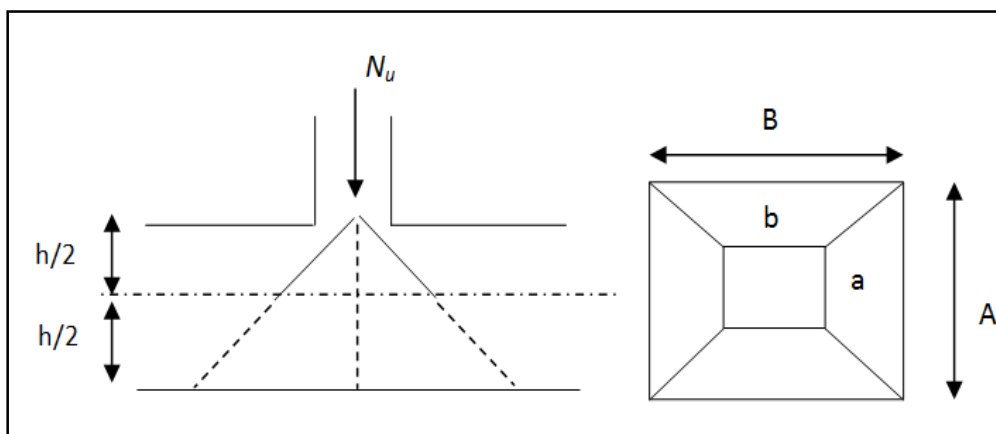


Figure VI.4. Présentation de zone d'impact de la charge.

• **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (55×70) cm², le périmètre d'impact

μ_c : est donné par la formule suivante : $\mu_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.55 + 0.70 = 1.25 \\ B = b + h = 0.60 + 0.70 = 1.3 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 5.1$$

$$\Rightarrow N_d = 3.729 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 5.1 \times 0.70 \times \frac{25}{1.5} = 2.677 \text{ MN} \text{ -----Non vérifié.}$$

Donc on doit augmenter la hauteur du radier. Soit $h = 0.90 \text{ m}$

$$\text{Pour : } h_t = 0.90 \Rightarrow N_d = 3.729 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 5.9 \times 0.90 \times \frac{25}{1.5} = 3.983 \text{ -----Vérifié}$$

▪ **Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y_G(x, y)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$I_x = 3052.276 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 4.92 \text{ m.}$$

$$I_y = 12840.18 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 12,88 \text{ m.}$$

Avec : σ_{max} et σ_{min} contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

Sens x-x :

$$N = 37686 \text{ KN et } M_x = 19210,907 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} y_G = 0.232 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} y_G = 0.068 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,18 \leq \text{MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{ MPa.} \text{----- vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$N = 37686 \text{ KN et } M_y = 24968, 21 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G = 0,154 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G = 0,135 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,15 \leq \text{MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{MPa} \text{----- vérifiée.}$$

N.B :

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

▪ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA99/version2003**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Sens x-x** : $e = \frac{19210.907}{37686} = 0,51 \text{ m} < \frac{12.80}{4} = 3.2 \text{ m} \text{----- vérifiée.}$

- **Sens y-y** : $e = \frac{24968.21}{37686} = 0.66 \text{ m} < \frac{25.63}{4} = 6.41 \text{ m} \text{----- vérifiée.}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

▪ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$ Avec :

$N = 19067.168 \text{KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2.38 \text{m}$ (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 262 \text{ m}^2$ surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique).

On trouve : $N = 19067.168 \text{KN} > 9353.4 \text{KN} \text{----- vérifiée.}$

VI.4.1.3.1. Ferrailage du radier :

VI.4.1.3.2. 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.

1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{66516.759}{262} = 253.88 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{37686}{262} = 143.83 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

N_u : Effort ultime.

$L_x = 4.15 \text{m}$, et $L_y = 4,30 \text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.96 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,909 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 175.34 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 159.38 \text{ KN.m}$

• **En travée :**

Sens x-x' : $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 131.50 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 119.53 \text{ KN.m}$

• **En appui :**

$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = -87.67 \text{ KN.m}$

$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = -79.69 \text{ KN.m}$

2. Condition de non fragilité :

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$\begin{matrix} h_r = e = 40 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ \rho = 0.96 \end{matrix} \begin{cases} A_{\min}^x = 3.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que : $A_{\min}^y > \frac{A_{\min}^x}{4} \Rightarrow 3.2 \text{ cm}^2 > 0.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifiée.

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.40 \text{ m}^2$.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Résultats de ferrailage de radier.

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{optée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	131.5	11.24	7.34	6HA16=12.06	15
	Appui	87,67	7,20	7.34	5HA14=7.70	20
Sens y-y	Travée	119.53	10.17	7.20	6HA16=12.06	15
	Appui	79,69	6,7	7.20	5HA14=7.70	20

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

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ et $\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

$$V_x = \frac{P L_x L_y^4}{2(L_x^4 + L_y^4)} = \frac{253,88 * 4,15 * 4,3^4}{2(4,15^4 + 4,30^4)} = 282,07\text{KN}$$

$$V_y = \frac{P L_y L_x^4}{2(L_x^4 + L_y^4)} = \frac{253,88 * 4,30 * 4,15^4}{2(4,15^4 + 4,30^4)} = 253,57\text{KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{282,07 * 10^{-3}}{1 * 0,35} = 0,80\text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5\text{Mpa} \text{----- vérifiée.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{253,57 * 10^{-3}}{1 * 0,35} = 0,72\text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5\text{Mpa} \text{----- vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63\text{MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	143.08	4.69	193.11	15	201.63
	M_a	84.16	4.83	201.41	15	201.63
y-y	M_t	86.76	4.69	179.13	15	201.63
	M_a	51.04	3.49	188.11	15	201.63

❖ Schéma de ferrailage du radier :

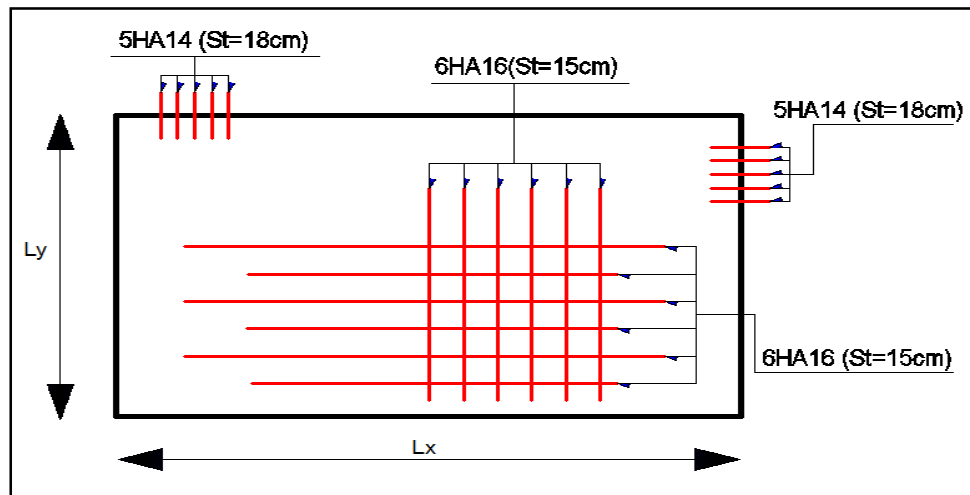


Figure VI.5. Présentation de zone d'impact de la charge.

VI.4.1.3.2. Ferrailage des 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.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3} \quad \text{Avec : } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.}$$

- Charge trapézoïdale :

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \quad \text{Avec : } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.}$$

$$q_u = 253.88 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 143.83 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul des sollicitations :

1. Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \text{ Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

2. Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

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

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• Sens longitudinal (x-x) :

- Charge triangulaire :

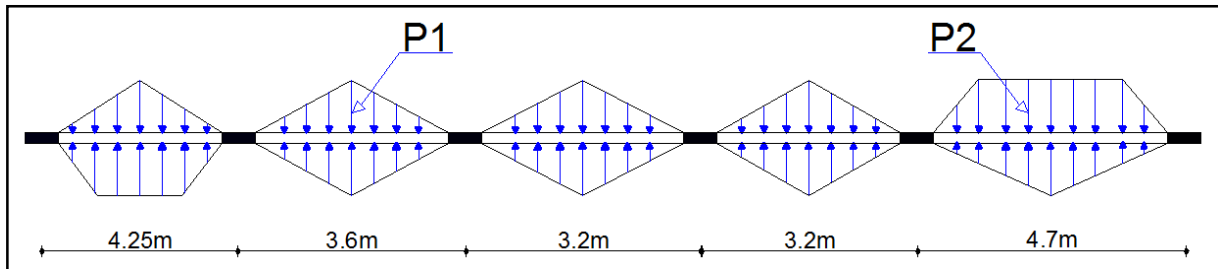


Figure VI.7. Schémas Sollicitations sur les nervures longitudinales.

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

- Charge trapézoïdale et triangulaire :

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_1' = \frac{q_x \times l_x}{3}$$

$$P = P_2 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	$L_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN.m)$		$x (m)$	$M_i(KN.m)$
			M_g	M_d		
A-B	4,70	595.49	-1149.11	-246.64	2.82	970.89
B-C	3.2	541.6	-417.57	-1149.11	1.17	320.44
C-D	3.2	541.6	-391.52	-417.57	1.58	246.61
D-E	3.6	609,3	-969.89	-391.52	2.04	273.12
E-F	4.25	576.11	-195.11	-969.89	1.80	747.08

- Sens transversal (y-y):

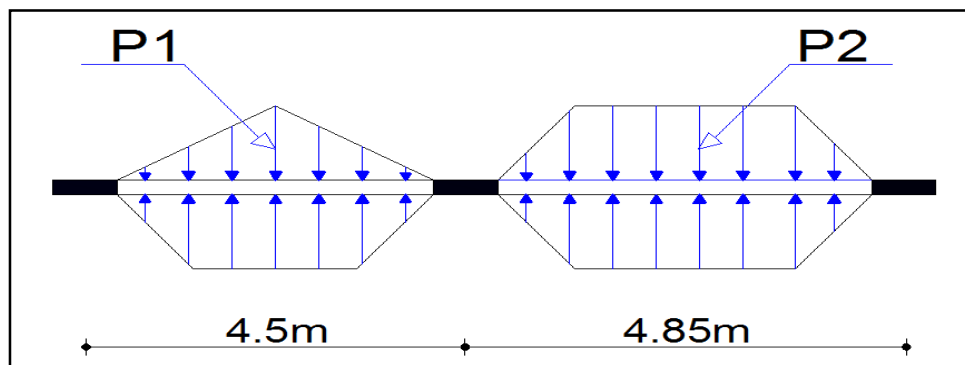


Figure VI.8. Schémas Sollicitations sur les nervures transversales

- Charge triangulaire :

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

- Charge trapézoïdale :

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P_1' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P = P_2 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

Travée	$l_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN .m)$		$x (m)$	$M_i(KN.m)$
			M_g	M_d		
A-B	4.5	690.9	-262.32	-1253.12	1.74	1090.21
B-C	4.85	723.9	-1253.12	-319.27	1.81	1125.26

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0,90$ m (on augmente la hauteur de la nervure pour avoir un ferraillage économique)

$h_0=0,40$ m

$b_0=0,65$ m

$d=0,85$ m.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4,50}{10}; \frac{4,7}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,45 ; 2,35)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0,6m$$

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,85m$$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

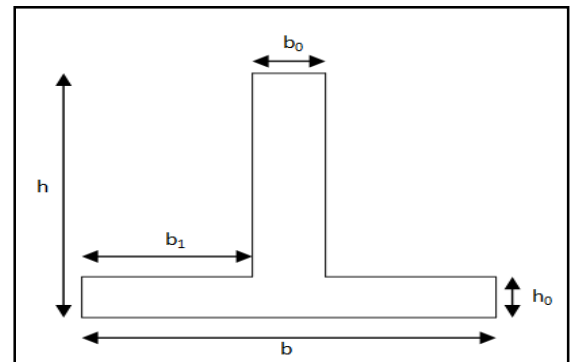


Figure .VI.9. Section à ferrailer.

Tableau.VI.6. Résultats de ferraillage des nervures.

Sens	Localisation	$M_u(KN.m)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
x-x	Travée	970.89	33.77	16.11	10HA16+5HA20 = 35.8
	Appui	-1149.11	43.93	5.64	10HA25=49.1
y-y	Travée	1125.26	41.94	16.11	10HA25=49.1
	Appui	-1253.12	47.33	5.64	10HA25=49.1

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

+Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Vérification des contraintes dans les nervures.

<i>Sens</i>	<i>Localisation</i>	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
<i>x-x</i>	<i>Travée</i>	682.49	3.95	15	151.38	201.63
	<i>Appui</i>	-841.62	2.89	15	183.96	201.63
<i>y-y</i>	<i>Travée</i>	686.97	2.5	15	159.14	201.63
	<i>Appui</i>	-1308.43	4.5	15	147.71	201.63

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

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 0,893 \text{ MN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,153 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa.}$$

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(25,71 ; 55 ; 20) = 20 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm.}$

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min(22,5 ; 12 ; 16) = 12 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm.}$

❖ Schéma de ferrailage des nervures :

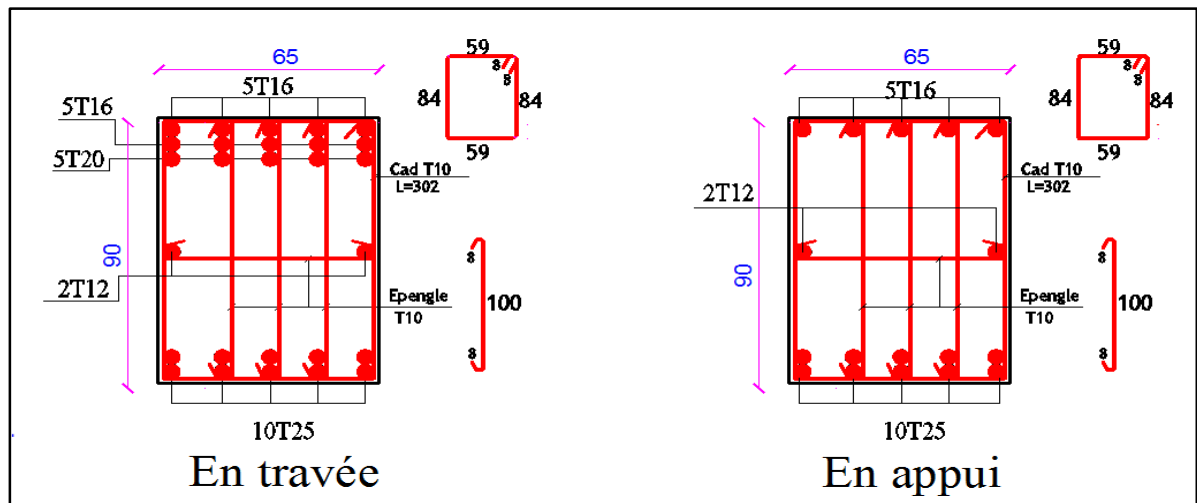


Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures // x-x.

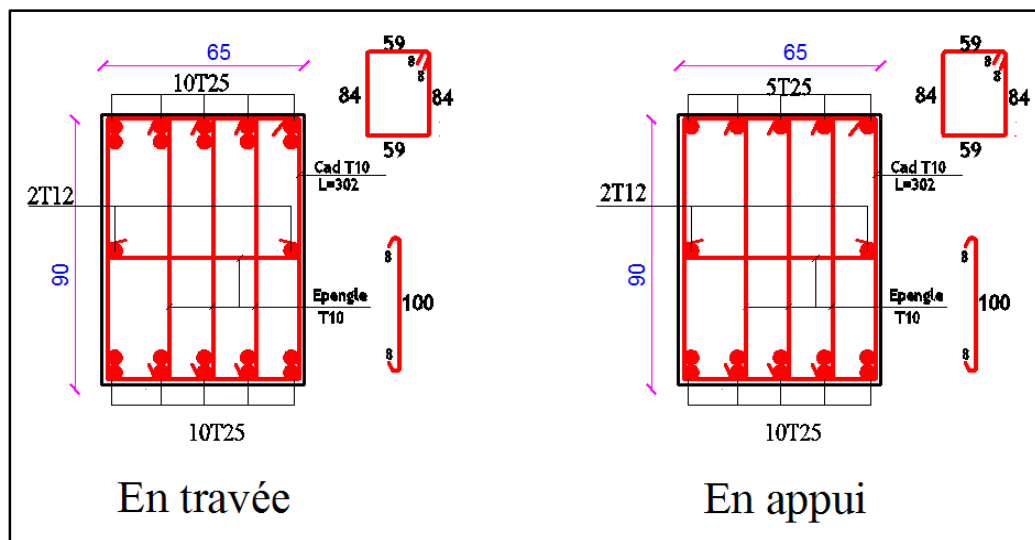


Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures sens y-y.

VI. 4. 2. Voile périphérique

Selon le **RPA99/2003**, 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.

1-Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=2.38$ m
- La longueur $L=4.85$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

2-Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 20.1 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 21^\circ$
- La cohésion $c=2.7 \text{ KN/m}^2$

3-Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

• **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 2.38 \times (20.1 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{21}{2})) - 2 \times 2.7 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{21}{2}) = 20.04 \text{ KN} / \text{ml}$$

• **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 4.72 \text{KN/ml}$$

VI.4. 2. 1. 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 L'ELU :

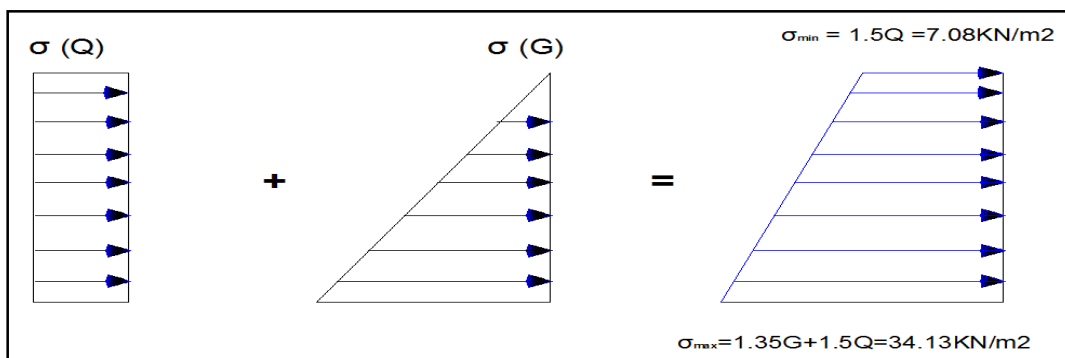


Figure VI.12. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 27.36 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 27.36 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.38\text{m}; L_y = 4.85\text{m}; b = 1\text{ml}; e = 20 \text{ cm}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans les planchers en dalle pleine.

Avec : $A_{min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA/2003.(art.10.1.2)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.49 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0980 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad [Annexe I]$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y; \quad M_{0x} = 15.19 \text{ KN} \times \text{m}; \quad M_{0y} = 3.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 12.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 3.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3 \times M_{0x} = 4.55 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.VI. 8. Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A(cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
<i>Travée</i>	x-x	12.91	0.0404	0.0515	0.146	2.52	2	5T10=3.93
	y-y	3.22	0.0100	0.0126	0.149	0.61	2	5T8=2.5
<i>Appui</i>	x-x	4.55	0.0142	0.0179	0.148	0.87	2	5T8=2.5
	y-y	4.55	0.0142	0.0179	0.148	0.87	2	5T8=2.5

• **Espacements :**

$$\text{Sens xx: } S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 20\text{cm}$$

$$\text{Sens yy : } S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 20\text{cm}$$

VI.4.2.2. Vérifications :

• **Effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \quad \text{et } \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{P L_x L_y^4}{2(L_x^4 + L_y^4)} = \frac{34.13 \times 2.38 \times 4.85^4}{2(2.38^4 + 4.85^4)} = 38.38 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P L_y L_x^4}{2(L_x^4 + L_y^4)} = \frac{34.13 \times 4.85 \times 2.38^4}{2(2.38^4 + 4.85^4)} = 4.53 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{38.38 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.15} = 0.25 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \text{----- vérifiée.}$$

$$\tau_{ux} = \frac{4.53 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.15} = 0.03 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \text{----- vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 24.76 + 4.72}{4} = 13.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

D'après le tableau (Annexe2) on tire :

$$\rho = 0,49 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x \times L_x^2 \times q_s & \Rightarrow & M_{0x} = 7.52 \text{ KN.m.} \\ M_{0y} &= M_{0x} \times \mu_y & \Rightarrow & M_{0y} = 1.88 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.85 \cdot M_{0x} = 6.4 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0.85 \cdot M_{0y} = 1.6 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ap} = 0.3 \cdot M_{0x} = 2.25 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier : $\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser} \cdot (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa.}$$

Les résultats obtenus sont regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Vérification des contraintes.

Sens		M(KN.M)	Y (cm)	I × 10 ⁴ (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
x-x	En travée	6.4	3.66	0.7597	3.08	143.29
	En appui	2.25	3.00	0.63	1.88	60.75
y-y	En travée	1.6	3.00	0.63	1.33	43.2
	En appui	2.25	3.00	0.63	1.88	60.75

❖ Schéma de ferrailage

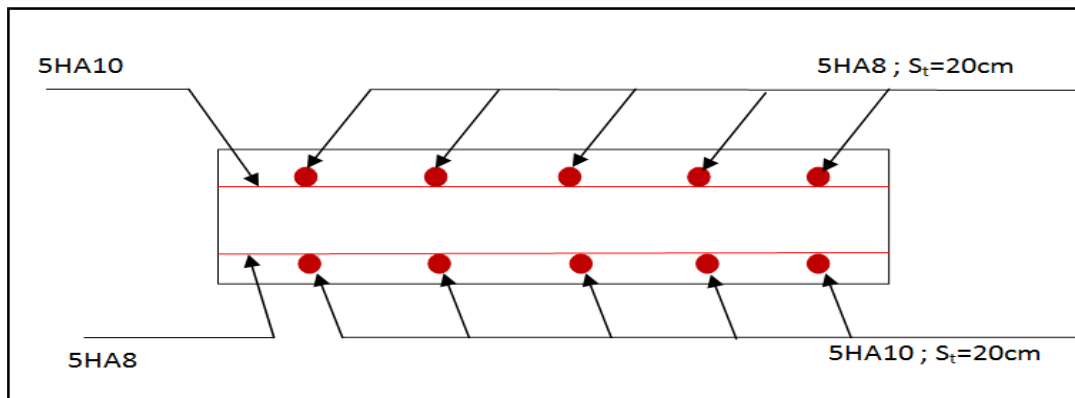


Figure VI.13. Schéma de ferrailage des voiles périphériques.

Conclusion générale

L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le SAP 2000 et robot millenium ... ; mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissances de certaines notions de base d'élément finis et de dynamique des structure afin de mieux rapprocher la modélisation de la réalité.

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.

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ l'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres au calcul.
- ✓ Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « SAP».
- ✓ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques de 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.
- ✓ L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles)
- ✓ 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.
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

$\begin{matrix} u/L_x \\ v/L_y \end{matrix}$		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

ANNEXE II

Caractéristiques générales

Installation	en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31	Alimentation	collective (système sélective, à analyse permanente de traça, à ouverture normale trafic intense
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance min entre niveaux	255 cm		

Haut. sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kW	Réaction maxi en daN		
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
355 360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3500	1500
400 440	260	400	200	160 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	29000	3500	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	1500
435 540	260	480	220	200 x 120	141	451	92	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	280	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 440	280	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 440	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	7000

 Symbole HSK défini par le Comité National de l'Équipement pour les personnes handicapées (CNEP) en 1987. Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et à l'arrêté du 12/12/87 relatif à l'accessibilité des lieux publics.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises sans référence à un document général d'égale portée d'installation à très hautes performances. Il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	190 220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
	1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
1,50		Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
2,50		Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
4,00		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320	
1600 21 pers.		1,50	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
	1,90	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
	5,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400	

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans la documentation T 30-300. ACVF = ascenseur sans vis de fréquence, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. TD 2 = Transaxial. Les profondeurs de cuvette en largeur sont données dans la documentation T 30-300. Dy MV = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. TD 2 = Transaxial. Les profondeurs de cuvette en largeur sont données dans la documentation T 30-300. TD 2 = Transaxial. Les profondeurs de cuvette en largeur sont données dans la documentation T 30-300.

Annexe 3

Tableau des Armatures
(en Cm^2)

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	02
I.2. Présentation de l'ouvrage	02
I.3. Implantation de l'ouvrage	02
I.4. Caractéristiques géométriques	02
I.5. Système de contreventement	02
I.6. Les éléments structuraux	04
I.7. Caractéristiques du sol	04
I. 8. Régularité de la structure	05
I. 8. 1. Régularité en plan	05
I. 8. 2. Régularité en élévation	05
I.9. Réglementations et normes utilisées.....	05
I.10. Les états limites	06
I.10.1. Définition	06
I.10.2. Etat limite ultime (ELU)	06
I.10.3. Etat limite de service (ELS).....	06
I.11. Les actions	06
I.11.1. Les différents types d'actions	06
I.11.2. Valeurs de calcul des actions	07
I.11.3. Combinaison d'actions à l'ELU	07
I.11.4. Combinaison d'action à l'E L S	08
I.11.5. Combinaisons de calcul	08
I.12. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées	08
I.12.1. Béton	08
I.12.2. Caractéristiques du béton	09
I.12.3. Aciers	13

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	15
II.2. Les planchers	15
II.2.1. Planchers à corps creux	15

II.2.2. Les poutrelles	16
II.2.3. Pré dimensionnement des dalles pleines	17
II.3. Pré dimensionnement des poutres	17
II.3.1. Les poutres principales	17
II.3.2. Les poutres secondaires	18
II.4. Pré dimensionnement des voiles	18
II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère	19
II.6. Pré-dimensionnement des escaliers	19
II.7. Evaluation des charges et surcharges	21
II.8. Ascenseur	23
II.9. Pré-dimensionnement des poteaux	24
II.9.1. La descente de charges	25
II.9.2. La vérification du poteau le plus sollicité (B4)	32

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	35
III.2. Etude des planchers	35
III.2.1. Plancher à corps creux	35
III.2.1.1. les différents types de poutrelles	35
III.2.2. Etude de Plancher étage courant	40
III.2.2.1. Ferrailage de Plancher étage courant	44
III.2.2.2. Vérification	44
III.2.3. Etude de plancher terrasse inaccessible	48
III.2.3.1. Ferrailage de Plancher terrasse inaccessible	48
III.2.3.2. Vérification	49
III.3. Dalles pleine sur trois appuis	54
III.3.1. Ferrailage de la dalle pleine	55
III.3.2. Vérifications	55
III.4. Etude de l'escalier	58

III.4.1. Le Ferrailage	60
III.4.2. Vérifications	61
III.5. Etude de la poutre palière	64
III.6. Etude de l'acrotère	68
III.6.1. Ferrailage de l'Acrotère	69
III.7. Etude de l'ascenseur	72
III.7.1. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	72
III.7.1.1. Le ferrailage	73
III.7.2. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie	75
III.7.2.1. Le Ferrailage	76
III.7.2.2. Vérification	77
III.8. Etude des poutres de chainages	79
III.8.1. Le ferrailage	79
III.8.2. Vérifications	80
III.9. Etude de la console.....	83

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	87
IV.2. Objectifs et exigences	87
IV.3. Méthodes de calcul.....	87
IV.3.1. Méthode statique équivalente	87
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale	90
IV.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme	91
IV.4. Exigences de RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes.....	91
IV.5. Modélisation et résultats :	91
IV.5.1. Disposition des voiles de contreventements	91
IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit	95
IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques	96
IV.5.4. Justification vis-à-vis des déformations.....	96

IV.5.5. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	97
--	----

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	99
V.2. Étude des poteaux	99
V.2.1. Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1).....	100
V.2.2. Ferrailage des poteaux.....	102
V.2.3. Vérifications	103
V.2.4. Disposition constructive des poteaux	107
V.2.5. Schéma de ferrailage des poteaux	108
V.3. Etude des poutres	109
V.3.1. Recommandation du RPA 99	109
V.3.2. Section de ferrailage des poutres	110
V.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99	111
V.3.4. Armatures transversales :	111
V.3.5. Vérification à l'ELU	113
V.3.6. Vérification à l'ELS	114
V.3.7. Schéma de ferrailage des poutres	115
V.4. Etude des voiles	118
V.4.1. Définition.....	118
V.4.2. Recommandation du RPA99	119
V.4.3. Ferrailage des voiles	120
V.4.3.1. Calcul du ferrailage des voiles	122

Chapitre VI : Etude d'infrastructure

VI.1. Introduction	126
VI.2. Choix du type des fondations	126
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	126
VI.4. Etude des fondations	126
VI.4.1. Le choix de fondation	126

VI.4.1.1.Vérification des semelles isolées	126
VI.4.1.2.Vérification des semelles filantes	127
VI.4.1.3. Radier général	129
VI.4.1.3.1. Ferrailage du radier	132
VI.4.1.3.2. La dalle du radier	132
VI.4.1.3.3. Ferrailage des nervures	135
VI. 4. 2. Voile périphérique	140
VI.4. 2. 1. Ferrailage du voile	141
VI.4.2.2. Vérifications	142