

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie civil



Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de l'Ingénieur d'Etat en génie civil

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+9 à usage multiples
contreventé par un système mixte (voiles-portiques)**

Messaad BENHADDAD

Sous la direction de Mr. R.BOUTEMEUR
Présenté et soutenu publiquement le 20/06/2018

Composition du jury :

Président	Monsieur A.BALI	Professeur à l'école nationale polytechnique
Examinatrice	Madame N.BAUCHE	M.A.A à l'école nationale polytechnique
Encadreur	Monsieur R.BOUTEMEUR	M.A.A à l'école nationale polytechnique

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie civil



Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de l'Ingénieur d'Etat en génie civil

Thème :

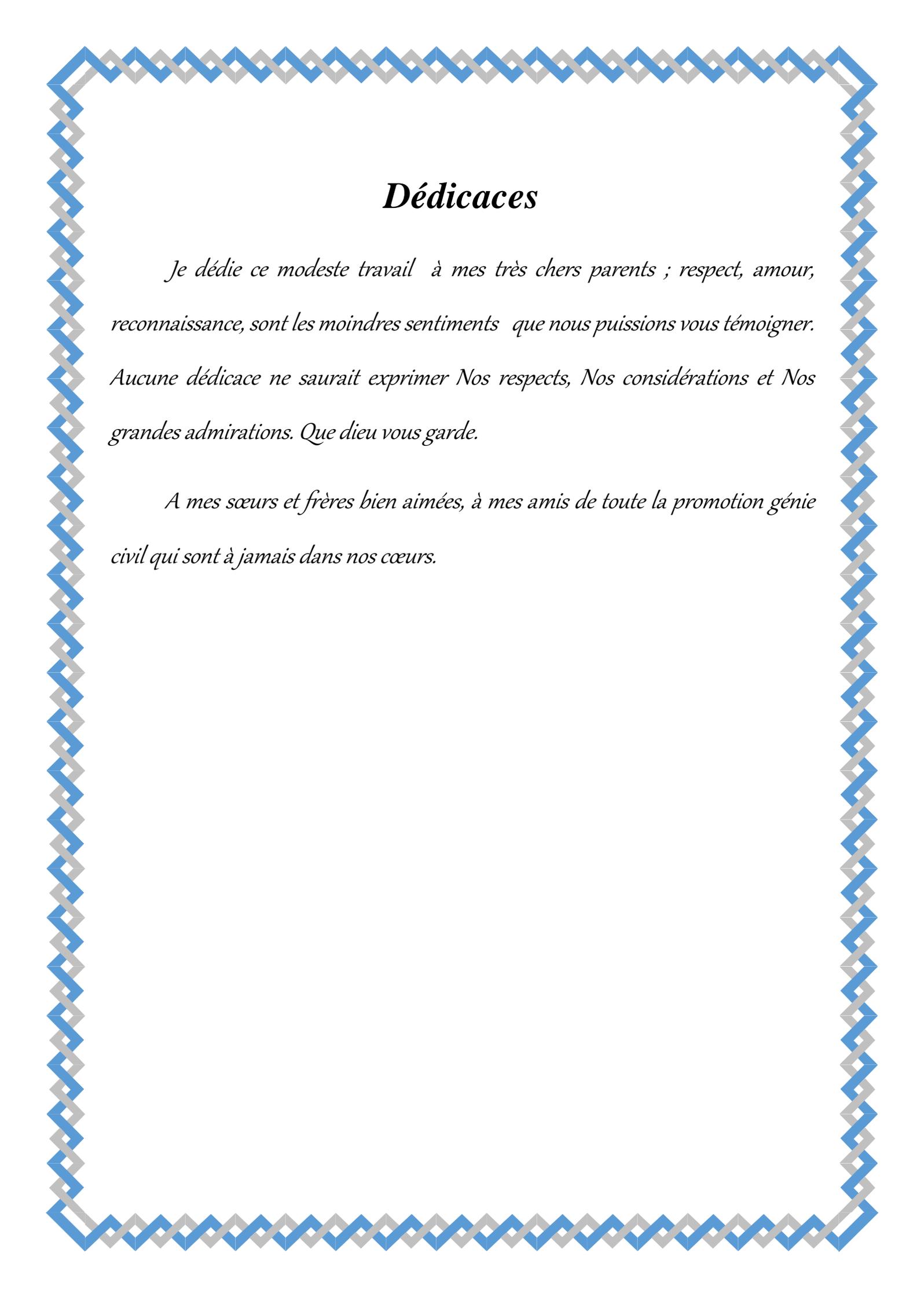
**Etude d'un bâtiment R+9 à usage multiples
contreventé par un système mixte (voiles-portiques)**

Messaad BENHADDAD

Sous la direction de Mr. R.BOUTEMEUR
Présenté et soutenu publiquement le 20/06/2018

Composition du jury :

Président	Monsieur A.BALI	Professeur à l'école nationale polytechnique
Examinatrice	Madame N.BAUCHE	M.A.A à l'école nationale polytechnique
Encadreur	Monsieur R.BOUTEMEUR	M.A.A à l'école nationale polytechnique



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents ; respect, amour, reconnaissance, sont les moindres sentiments que nous puissions vous témoigner. Aucune dédicace ne saurait exprimer Nos respects, Nos considérations et Nos grandes admirations. Que dieu vous garde.

A mes sœurs et frères bien aimées, à mes amis de toute la promotion génie civil qui sont à jamais dans nos cœurs.

Remerciements

A Monsieur BOUTEMEUR chargé de cours au département de génie civil à l'école nationale polytechnique de m'avoir dirigé et assuré la supervision de ce mémoire. Ainsi qu'à l'ensemble de membres de jury.

Je remercie également Mr LATRECHE LYES et KHALED YAHYAOUI ingénieurs en génie civil au bureau d'étude **BET LATRECH** pour la qualité de leurs conseils, leurs disponibilités, leurs patiences et leurs aides tout au long de notre travail.

ملخص

الغرض من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة لاستخدام مكثبي وتجاري وسكني بالخرسانة المسلحة، ويتألف من طابق أرضي و9 طوابق، يقع في ولاية بجاية المصنفة كمنطقة زلزالية متوسطة .

يمثل المبنى شكلاً منتظماً في المستوي وفي الارتفاع المستوحى من نظام مختلط من جدران وحوامل.

وقد تم تصميم المنشأة حسب قوانين البناء (RPA99 V2003 ، BAEL 91 ، CBA 93)نموذجيتها و تحليلها بواسطة

SAP2000 وتسلحها ب : SOCOTEC et ROBOT EXPER

كلمات مفتاحية:

الخرسانة المسلحة، تدعيم مختلط، اعمدة، عوارض، اساس، دراسة ديناميكية، SAP2000

Abstract:

The purpose of this work is the study of a building for use office, trade and housing in reinforced concrete, consisting of a ground floor and 9 floors, located in wilaya of Bejaia classified as medium seismic zone (IIa).

The building represents a regular shape in plan and elevation braced by a mixed system.

The design was made by using current building regulations (CBA 93, BAEL 91, and RPA99 V 2003). The modeling and analysis were made by SAP2000 software giving the stress under the different combinations, and then the reinforcement on SOCOTEC and ROBOT EXPERT.

Keywords :

Reinforced concrete, bracing, column, beams, slab, dynamic study, SAP2000

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment à usage bureau, commerce et habitation en béton armé, constitué d'un rez-de-chaussée et 9 étages, implantés à la wilaya de Bejaia classée zone moyenne sismicité (IIa).

Le bâtiment représente une forme régulière en plan et en élévation contreventé par un système mixte (portiques voiles).

La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (CBA 93, BAEL 91, RPA99 V 2003). La modélisation et l'analyse ont été faites par logiciel SAP2000 donnant les sollicitations sous les différentes combinaisons, et puis le ferrailage sur SOCOTEC et ROBOT EXPERT.

Mot clés :

Béton armé, contreventement mixte, voiles, poteau, poutres, radier, étude dynamique, SAP2000.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale..... 13

CHAPITRE 1

PRESENTATION DU PROJET

1.1. Introduction.....	15
1.2. Présentation du bâtiment	15
1.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	15
1.3.1. Dimension en plan	15
1.3.2. Dimension en élévation	15
1.3.3. Système structurel	19
1.4. Conception de la structure	19
1.4.1. Le contreventement.....	19
1.4.2. Plancher	19
1.4.3. Maçonnerie	19
1.4.4. Revêtement.....	19
1.4.5. Escaliers.....	19
1.4.6. Local d'ascenseur	20
1.5. Caractéristiques des matériaux.....	20
1.5.1. Le béton	20
1.5.2. Acier	23
1.5.3. Indication sur les règles de BAEL	24
1.6. Actions et sollicitations	27
1.6.1 Actions.....	27
1.6.2 Sollicitations	27

CHAPITRE 2

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

2.1. Introduction.....	29
2.2. Prédimensionnement du plancher.....	29
2.2.1. Résistance au feu	29
2.2.2. Résistance à la flexion	29
2.2.3. Condition de la flèche	30
2.2.4. Isolation phonique	30
2.2.5. Formule empirique	30
2.3. prédimensionnement des voiles :	30
2.4. prédimensionnement des poutres.....	31
2.5. Evaluation des charges et surcharges :	32
2.5.1. surcharges d'exploitation Q.....	32
2.5.2. Charges permanentes	33
2.6. Pré dimensionnement des poteaux	35
2.6.1. Effort normal dû aux charges permanentes	37
2.6.2. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression.....	37
2.7. Conclusion	40

CHAPITRE 3

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

3.1. Introduction.....	42
3.2. Etude des escaliers	42
3.2.1 Le dimensionnement des escaliers	42
3.2.2. Prédimensionnement de la volée et du palier.....	42
3.2.3. Evaluation des charges et surcharges.....	43
3.2.4. Model de calcul de la volée	44
3.2.5. Combinaison des charges	44
3.2.6. Calcul des efforts.....	44
3.2.7. Ferrailage à l'ELU.....	45
3.2.8. Vérification à l'ELS.....	47

3.3. Etude de la poutre palière.....	48
3.3.1. Prédimensionnement de la poutre.....	48
3.3.2. Ferrailage de la poutre palière.....	49
3.4. Etude du plancher.....	50
3.4.1. Dalle corps creux.....	50
3.4.2. Dalles pleines.....	63

CHAPITRE 4

ETUDE DYNAMIQUE

4.1. Introduction.....	68
4.2. Objectifs de l'étude dynamique.....	68
4.3. Méthodes de calcul.....	68
4.4. Présentation de la méthode modale spectrale.....	69
4.5. Nombre de mode à considérer.....	69
4.6. Combinaison des réponses modales.....	69
4.7. Caractéristiques de la structure.....	70
4.8. Modélisation de la structure.....	70
4.8.1. Etapes de modélisation.....	71
4.9. Spectre de réponse de calcul.....	72
4.9.1. Estimation de la période fondamentale de la structure T.....	73
4.9.2. Facteur d'amplification dynamique moyen D.....	73
4.10. Caractéristiques dynamiques de la structure.....	73
4.11. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	75
4.12. Vérification de l'interaction voiles-portiques.....	75
4.13. Vérification de l'effort normal réduit.....	77
4.14. Justification vis-vis à de l'effet P- Δ	77
4.15. Conclusion.....	78

CHAPITRE 5

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1. Introduction.....	81
5.2. Etude des poteaux.....	81
5.2.1. Recommandation du RPA99 :.....	81

5.2.2. Sollicitations dans les poteaux.....	83
5.2.3. Ferrailage des poteaux.....	84
5.2.4. Disposition constructive.....	87
5.3. Etude des poutres	89
5.3.1. Recommandations du RPA.....	89
5.3.2. Recommandation de BAEL.....	90
5.3.3 Ferrailages des poutres.....	90
5.3.4. Vérification à l'ELU	92
5.4. Etude des voiles.....	94
5.4.1. Définition.....	94
5.4.2 Recommandation du RPA	95
5.4.3 Le ferrailage.....	96
5.5. Conclusion	101

CHAPITRE 6

ETUDE DES FONDATIONS

6.1. Introduction.....	103
6.2. Combinaison de calcul.....	103
6.3. Caractéristiques du sol	103
6.4. Choix du type de fondation	103
6.4.1. Vérification des semelles isolées	103
6.4.2 Vérification des semelles filantes	104
6.4.3. Radier général	105
6.5. Calcul du ferrailage du radier	109
6.5.1. Calcul des sollicitations	109
6.5.2. Ferrailage.....	110
6.5.3. Vérification à l'ELS.....	110
6.5.4. Vérification au cisaillement.....	111
6.6. Ferrailage des nervures	113
6.6.1. Vérification de l'effort tranchant.....	114
6.6.2. Verification à l'ELS.....	114
Conclusion générale	116
Références bibliographiques	117
Annexes	119

Liste des tableaux

Chapitre 1 : présentation du projet

Tableau 1.1 caractéristiques des aciers utilisés	23
Tableau 1. 2:caractéristiques mécaniques du béton	26
Tableau 1.3: caractéristiques mécaniques des aciers.	27

Chapitre 2 : prédimensionnement et descente de charges

Tableau 2.1:verification des conditions exigées par RPA99/2003	32
Tableau 2.2:charges d'exploitation des différents niveaux.....	33
Tableau 2.3. Charge permanente du plancher terrasse.....	33
Tableau 2.4. Charge permanente d'un plancher corps creux.	34
Tableau 2.5. Détail de la charge permanente d'une dalle pleine.....	34
Tableau 2.6. Charge permanente d'un mur à double cloison.	35
Tableau 2.7 Détail d'un mur de séparation.....	35
Tableau 2.8 charges permanentes des planchers.	37
Tableau 2.9. Charges permanentes des poutres.....	37
Tableau 2.10. Coefficients de dégression.....	38
Tableau 2.11. Dégression des charges d'exploitation	39
Tableau 2.12. Efforts normaux par la descente de charges et sections adoptées.....	39

Chapitre 3 : dimensionnement des éléments non structuraux

Tableau 3.1 : charges permanentes et d'exploitations dues à la volée	43
Tableau 3.2:charges permanentes et d'exploitations dues au palier.	44
Tableau 3.3. Les combinaisons de charges considérées pour l'escalier à 2 volées.....	44
Tableau 3.4:sollicitations de calcul de l'escalier à 2 volées.....	45
Tableau 3.5:ferraillage de l'escalier à 2 volées.....	46
Tableau 3. 6.vérification à l'ELS de l'escalier à 2 volées	47
Tableau 3.7. Calcul de la sollicitation de la poutre palière.....	49
Tableau 3. 8. Calcul du ferraillage à l'ELU.....	49
Tableau 3. 9 Charges permanentes et surcharges d'exploitation avant coulage	51
Tableau 3.10. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles	51
Tableau 3.11 charges et surcharges après coulage.....	52
Tableau 3.12. Condition d'applications des méthodes de calcul	54
Tableau 3.13. Schéma statique des différents types de poutrelles	54
Tableau3. 14.sollicitation de calcul poutrelle type 01 du plancher courant à usage bureau	55
Tableau 3.15 Sollicitation de calcul poutrelle type 01 du plancher courant à usage habitation.....	56
Tableau 3.16 Sollicitation de calcul poutrelle type 01 du plancher terrasse.	56
Tableau 3.17. Sollicitation de calcul poutrelle type 02 de plancher courant usage bureau	58
Tableau 3.18 Sollicitation de calcul poutrelle type 02 de plancher courant usage habitation.....	58
Tableau 3.19.Sollicitation de calcul poutrelle type 02 de plancher terrasse.	59
Tableau 3.20. Sollicitation de calcul poutrelle type 03 de plancher courant usage bureau.	59
Tableau 3.21.Sollicitation de calcul poutrelle type 02 de plancher courant usage habitation.....	60
Tableau 3.22.Sollicitation de calcul poutrelle type 02 de plancher terrasse.	60
Tableau 3.23. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures des poutrelles.	61

Tableau 3.24.charge permanente du garde-corps.....	64
Tableau 3.25. Calcul du moment et de l'effort tranchant dans le balcon.....	64
Tableau 3.26.ferraillage du balcon à l'ELU.	65
Tableau 3.27 vérifications à l'ELS.	65
Tableau 3.28 vérifications à l'ELS.	66

Chapitre 4 : Etude dynamique

Tableau 4.1. Proportion de participation modale des masses.....	73
Tableau 4.2.vérification de la valeur de l'effort tranchant donnée par SAP2000.....	75
Tableau 4.3.vérification de l'interaction sous charge verticales.....	76
Tableau 4.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	76
Tableau 4.5. Vérification de l'effort normal réduit.	77
Tableau 4.6. Vérification p-delta suivant les 2 directions.	78
Tableau 4.7. Les dimensions des poteaux après modélisation.	79

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

Tableau 5.1.armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.....	82
Tableau 5.2.sollicitation dans les poteaux.	84
Tableau 5.3.les armatures longitudinales dans les poteaux	84
Tableau 5.4.armatures transversales dans les poteaux.....	85
Tableau 5.5 vérification des contraintes dans le béton.	86
Tableau 5.6.vérification des contraintes tangentes.....	86
Tableau 5.7. Ferrailage longitudinales des poutres.	90
Tableau 5.8.verification de l'effort tranchant.	92
Tableau 5.9.verification de compression du béton.....	93
Tableau 5.10. Ferrailage du voile01	98
Tableau 5.11. Ferrailage du voile02	98
Tableau 5.12.ferraillage du voile03	99
Tableau 5.13.ferraillage du voile04	99
Tableau 5.14.ferraillage du voile yy	100

Chapitre 6 : Etude des fondations

Tableau 6.1. Ferrailage de la dalle du radier.....	110
Tableau 6.2.Vérification des contraintes à l'ELS.	111
Tableau 6.3. La section finale des aciers.	111
Tableau 6.4. Section d'armatures des nervures.....	114
Tableau 6.5. Vérification des contraintes à l'ELS.....	114
Tableau 6.6. Les sections finales à adopter.....	114

Liste des figures

Chapitre 1 : présentation du projet

Figure 1.1 plan du 3ème au 9ème étage.....	16
Figure 1.2. Plan du RDC.....	17
Figure 1.3.facade principale.....	18
Figure1. 4. Diagramme parabole-rectangle des contraintes -déformations du béton à l'ELU.....	22
Figure1. 5.Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	22
Figure 1.6. Diagramme contraintes -déformations des aciers.....	23
Figure 1.7 Règle des trois pivots.....	25

Chapitre 2 : prédimensionnement et descente de charges

Figure 2.1.coupe de voiles en plan.....	31
Figure 2.2 .Détail d'un plancher corps creux.....	34
Figure2.3. Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	37
Figure 2.4. Loi de dégression des surcharges d'exploitation.....	38

Chapitre 3 : dimensionnement des éléments non structuraux

Figure 3.1:schema d'escalier à 2 volées.....	43
Figure 3.2. Schéma statique de l'escalier à 2 volées.....	44
Figure 3.3:dimension de la paillasse et du palier.....	45
Figure 3.4. Ferrailage de l'escalier à 2 volées.....	48
Figure 3.5.schéma statique des poutrelles.....	51
Figure 3.6. Section des poutrelles après coulage.....	53
Figure 3.7. Poutrelle type 02 par méthode forfaitaire.....	57
Figure 3.8.Schéma du ferrailage des poutrelles.....	62
Figure3. 9.ferrailage de la dalle de compression.....	63
Figure 3.10. Schéma statique et distribution du moment.....	64
Figure 3.11. Section étudiée du balcon.....	65
Figure 3.12. Détail du ferrailage du balcon.....	66

Chapitre 4 : Etude dynamique

Figure 4.1. Modèle de la structure en 3D.....	71
Figure 4.2:l'allure du spectre de réponse.....	72

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

Figure5.1 zone nodale.....	82
Figure 5.2 Schéma du ferrailage des poteaux.....	88
Figure 5.3. Schéma du ferrailage des poutres.....	93
Figure 5.4.l'emplacement des voiles.....	94
Figure 5.5. Section du voile soumis à la flexion composée.....	96
Figure5.6. Schéma du ferrailage du voile 04.....	100

Chapitre 6 : Etude des fondations

Figure 6.1.schéma de la semelle isolée.....	104
Figure 6.2.semelles filantes sous poteaux.....	104
Figure 6.3dimension du panneau le plus sollicité	105
Figure6.4.présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	106
Figure 6.5.Schéma du ferrailage de la dalle radier.....	112
Figure 6.6 modélisation du radier.	113
Figure 6.7. Les sollicitations données par SAP2000	113
Figure 6.8. Section d'une nervure.	113
Figure 6.9. détail du ferrailage de la nervure.	115

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

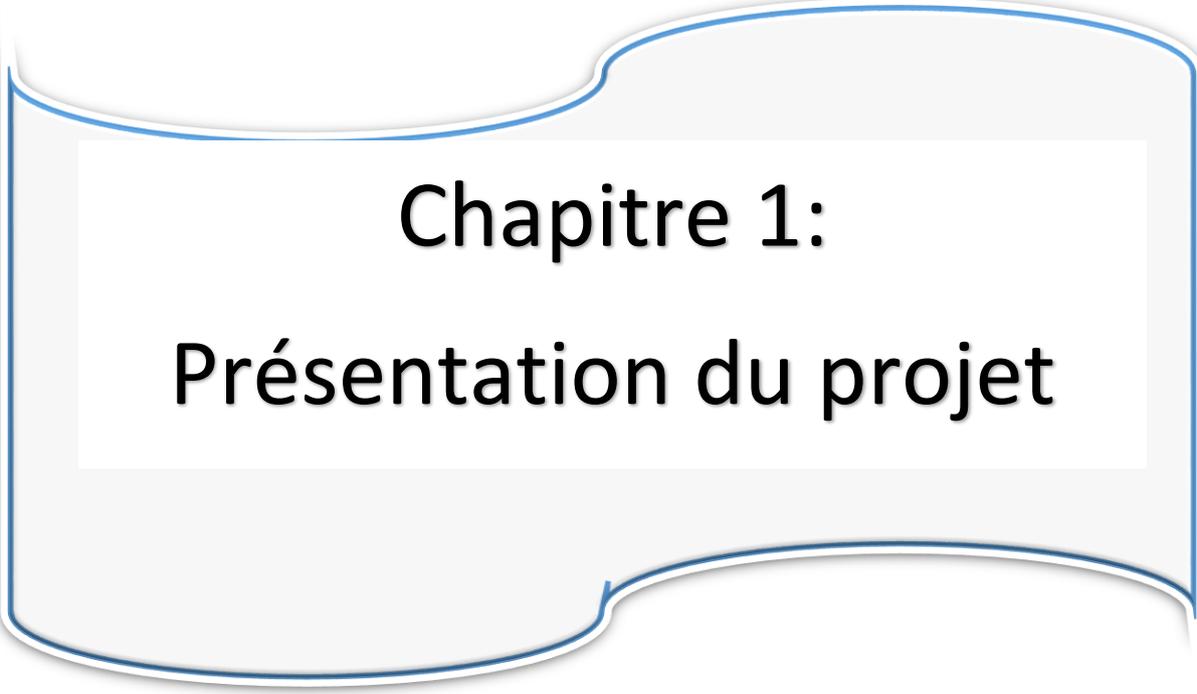
Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, CBA 93, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Le présent travail consiste une étude d'un bâtiment R+9 contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, en prenant en compte l'influence de l'effet P-Delta, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan du travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.



Chapitre 1:

Présentation du projet

Présentation du projet

1.1. Introduction

Pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique, l'ingénieur doit avoir des connaissances de base sur les quelles prend appui dans l'étude d'un bâtiment.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

1.2. Présentation du bâtiment

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation services-commerce. Sa structure est en R+9, ayant une forme rectangulaire et implantée dans la Ville de Bejaia. Cette région est classée zone à moyenne sismicité (zone IIa) selon le (RPA 99/version 2003), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Les deux premiers étages à usage de bureaux.
- Les sept derniers étages à usage d'habitation.
- Le deuxième niveau du neuvième étage est une toiture en tuile mécanique.

Les déplacements verticaux se font au moyen d'escaliers et d'ascenseurs.

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme régulière en plan les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont données comme suit :

1.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

1.3.1. Dimension en plan

Les dimensions en plan sont :

- Largeur totale : 13.5m
- Longueur totale : 21.57m

1.3.2. Dimension en élévation

Les différentes dimensions en élévation sont :

- La hauteur de rez-de-chaussée : $h_r = 4.08\text{m}$
- Hauteur de niveau courant : $h_c = 3.06\text{m}$
- Hauteur totale du bâtiment : $H = 31.62\text{m}$

Présentation du projet

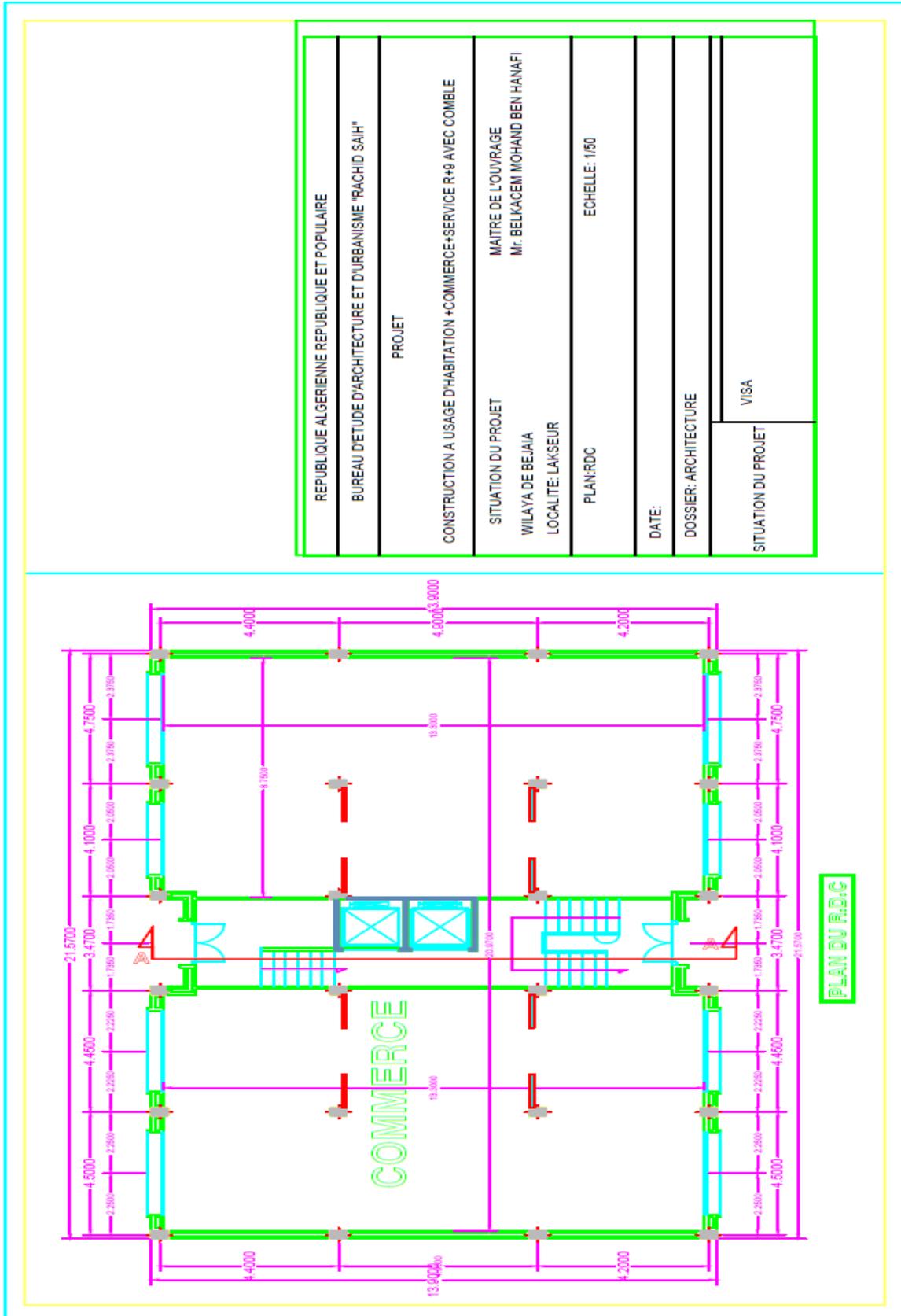


Figure 1.2 . Plan du RDC

Présentation du projet



Figure 1.3. facade principale.

1.3.3. Système structurel

La stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions verticales (permanentes et surcharges d'exploitations) et horizontales (séisme) est assuré par des voiles et des portiques (contreventement mixte)

Concernant ce type de stabilisation, il y a lieu de vérifier les conditions suivantes :

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

1.4. Conception de la structure

1.4.1. Le contreventement

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

1.4.2. Plancher

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux
- Les balcons en dalles pleines.
- Le deuxième niveau du neuvième étage est une toiture pour faciliter l'écoulement de l'eau.

1.4.3. Maçonnerie

- Murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).
- Murs intérieurs : Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.4.4. Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

1.4.5. Escaliers

Le bâtiment est munit cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

I.4.6. Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait « le mouvement de vas et vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.5. Caractéristiques des matériaux

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

I.5.1. Le béton

On appelle béton, le matériau constitué par mélanges dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers. Pour notre projet le béton utilisé est béton courant.

Résistance mécanique du béton

1) Résistance à la compression (BAEL 91, Art, 2-1-11)

Résistance mécanique à la compression du béton f_{cj} à j jour d'âge est déterminée à partir d'essai sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm d'hauteur.

$f_{c28}=20$ MPa facilement atteinte sur les chantiers.

$f_{c28}=25$ MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

Dans notre projet elle est prise égale à 25 MPa. Pour des résistances inférieurs à 28, il faut utiliser les relations suivantes :

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.75+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

2) Résistance à la traction (BAEL 91, Art, A-5-2-11)

La résistance à la traction du béton à j jour, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

- $f_{tj}=0.6+0.06 f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$
- $f_{tj}=0.275(f_{cj})^{2/3}$ si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$

Si $f_{c28}=25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$.

3) Les contraintes limites de compression

La contrainte admissible de compression à l'état limites ultime (ELU) est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Présentation du projet

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire (SDT)} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

Pour $f_{c28}=25$ MPa :

$$\begin{cases} f_{bu} = 14.17 \text{ MPa en SDT} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa en SA} \end{cases}$$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Pour $f_{c28}=25$ MPa $\rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa.

4) Contrainte limite de cisaillement (BAEL 91, Art, A-5-2-11)

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa})$

Pour $f_{c28}=25$ MPa \rightarrow SDT $\bar{\tau}_u = 3.33$ MPa

$$\text{SA } \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable et très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$

Pour $f_{c28}=25$ MPa \rightarrow SDT $\bar{\tau}_u = 2.5$ MPa

$$\text{SA } \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

5) Module de déformation longitudinale du béton (BAEL 91, Art, A-2-2)

- Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$

- Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

6) Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

ν = coefficient de poisson donné par l'article A2.1.3 du BAEL 91.

Présentation du projet

$$\begin{cases} v = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations} \\ v = 0.2 & \text{pour le calcul des déformations} \end{cases}$$

7) Diagramme contrainte-déformation (BAEL 91, Art, A-4-3-41)

ELU :

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5% on a un diagramme parabole-rectangle.

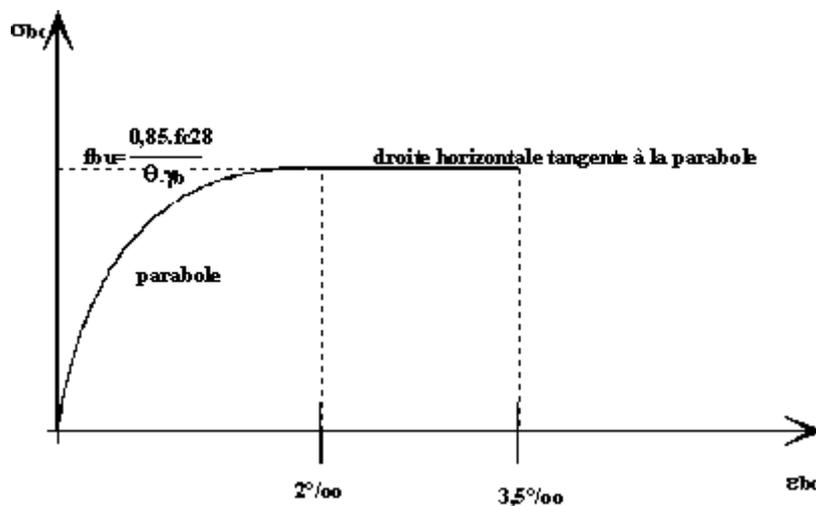


Figure1. 4. Diagramme parabolé-rectangle des contraintes -déformations du béton à l'ELU

ELS :

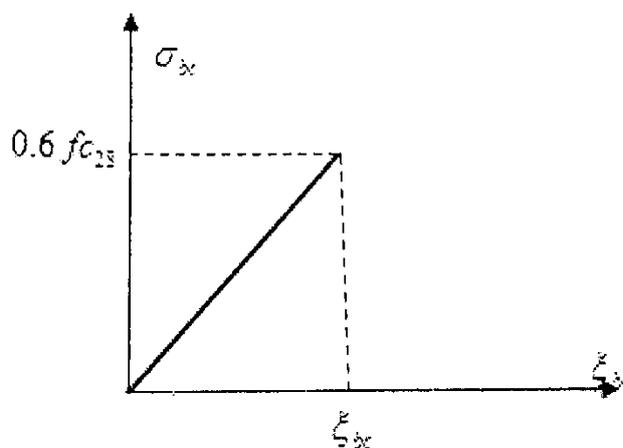


Figure1. 5. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Présentation du projet

I.5.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 1.1 caractéristiques des aciers utilisés

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture (‰)
Haute adhérence	F _e E400	400	310-490	22
Ronds lisses	F _e E215	215	480	14
	F _e E235	235	550	12
Treillis soudés	F _e E500	500	550	12

1. Etat limite ultime ELU

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation :

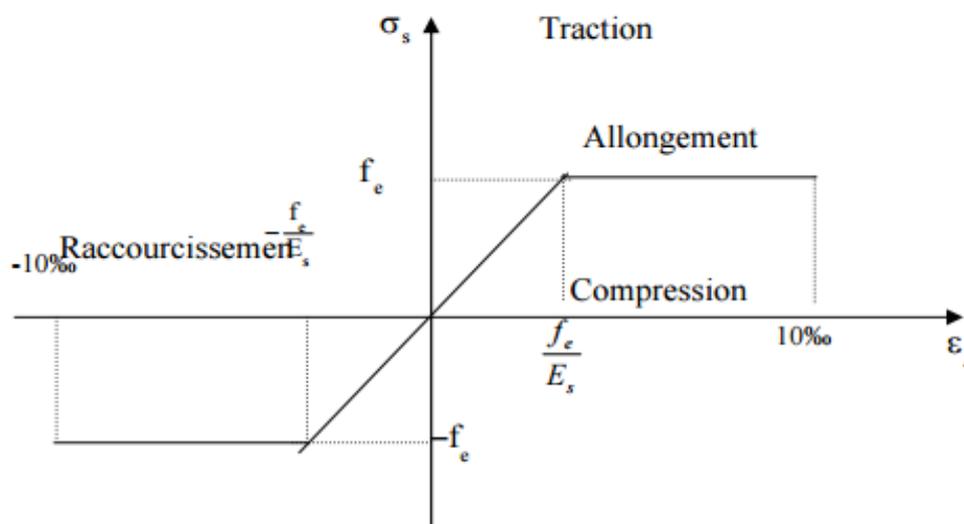


Figure 1.6. Diagramme contraintes -déformations des aciers

Présentation du projet

Avec :

σ_s : contrainte de l'acier. γ_b : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$SDT \rightarrow \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$

$SA \rightarrow \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$

ϵ_s : allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \Delta L / L$

– **Module d'élasticité longitudinale :**

Sa valeur est donnée expérimentalement :

$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

2. Etat limite de service ELS

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\sigma}_s = \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 164.97 \text{ MPa}$

Avec η : coefficient de fissuration tel que :

$$\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour des ronds lisses} \\ \eta = 1.6 \text{ pour des aciers HA} \end{cases}$$

I.5.3. Indication sur les règles de BAEL

Définition de l'état limite ultime

Un état limite est un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, on distingue deux types d'état limites :

Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme de la déformation passe par l'un des trois pivots A, B et C

Présentation du projet

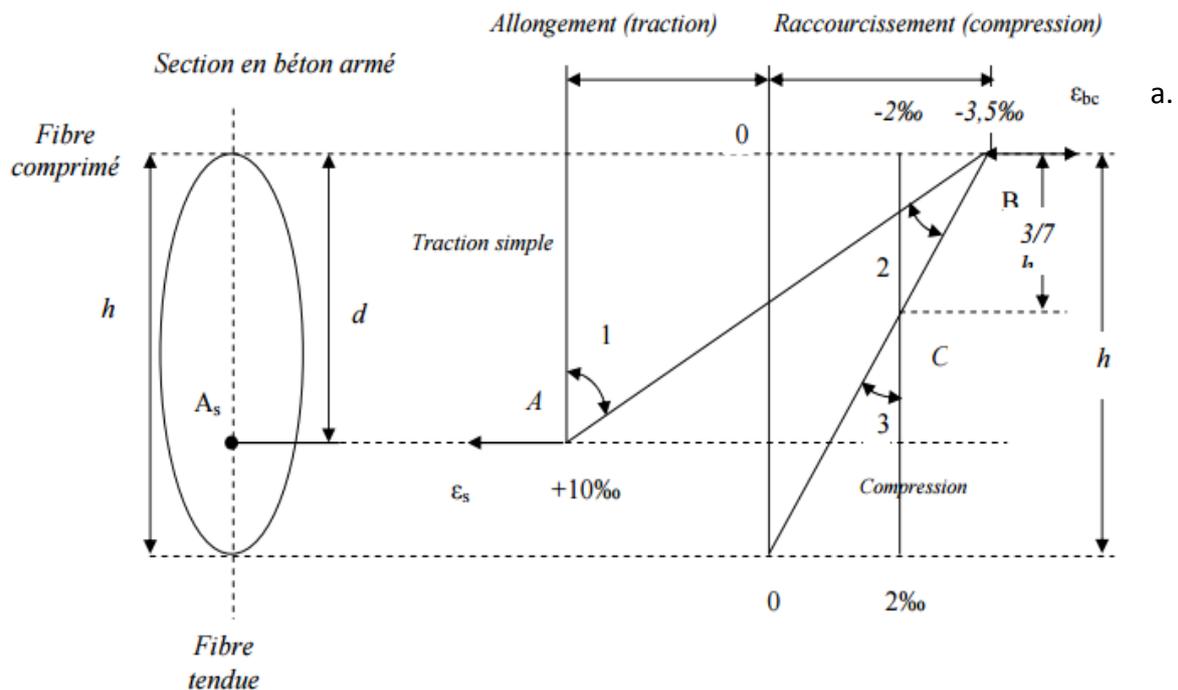


Figure 1.7. Règle des trois pivots

Pivot (A) région1 : Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$. Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

b. Pivot (B) région2 : Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3,5 \text{ ‰}$. Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

c. Pivot (C) région3 : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée : $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$. Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

Présentation du projet

Hypothèses

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

Récapitulatif :

Tableau 1. 2:caractéristiques mécaniques du béton

Poids	Poids par unité de volume		2500 Kg
Résistance	à la compression		$f_{c28}=25$ MPa
	à la traction		$f_{t28}=2.1$ MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable $\gamma_b = 1.5$ $\theta=1$	$f_{bu}=14.17$ MPa
		Situation accidentelle $\gamma_b = 1.15$ $\theta=0.85$	$f_{bu}=21.7$ MPa
	ELS		$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa
Module de déformation instantané			$E_{i28}=32164.19$ MPa

Présentation du projet

Tableau 1.3: caractéristiques mécaniques des aciers.

Contrainte admissible	ELU	Situation durable $\gamma_s=1.15$	$\sigma_s=348$ MPa
		Situation accidentelle $\gamma_s=1.00$	$\sigma_s=400$ MPa
	ELS	Fissuration peu nuisible	$\sigma_s=348$ MPa
		Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \right) = 201.63$ MPa
		Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{c28}} \right) = 165$ MPa

1.6. Actions et sollicitations

1.6.1 Actions

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (permanentes, climatiques d'exploitations) et aux déformations imposées (variations de température, tassement d'appuis)

On notera :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : charge sismique.

1.6.2 Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants et de moments (moments de flexions, moments de torsion) calculés à partir des actions.

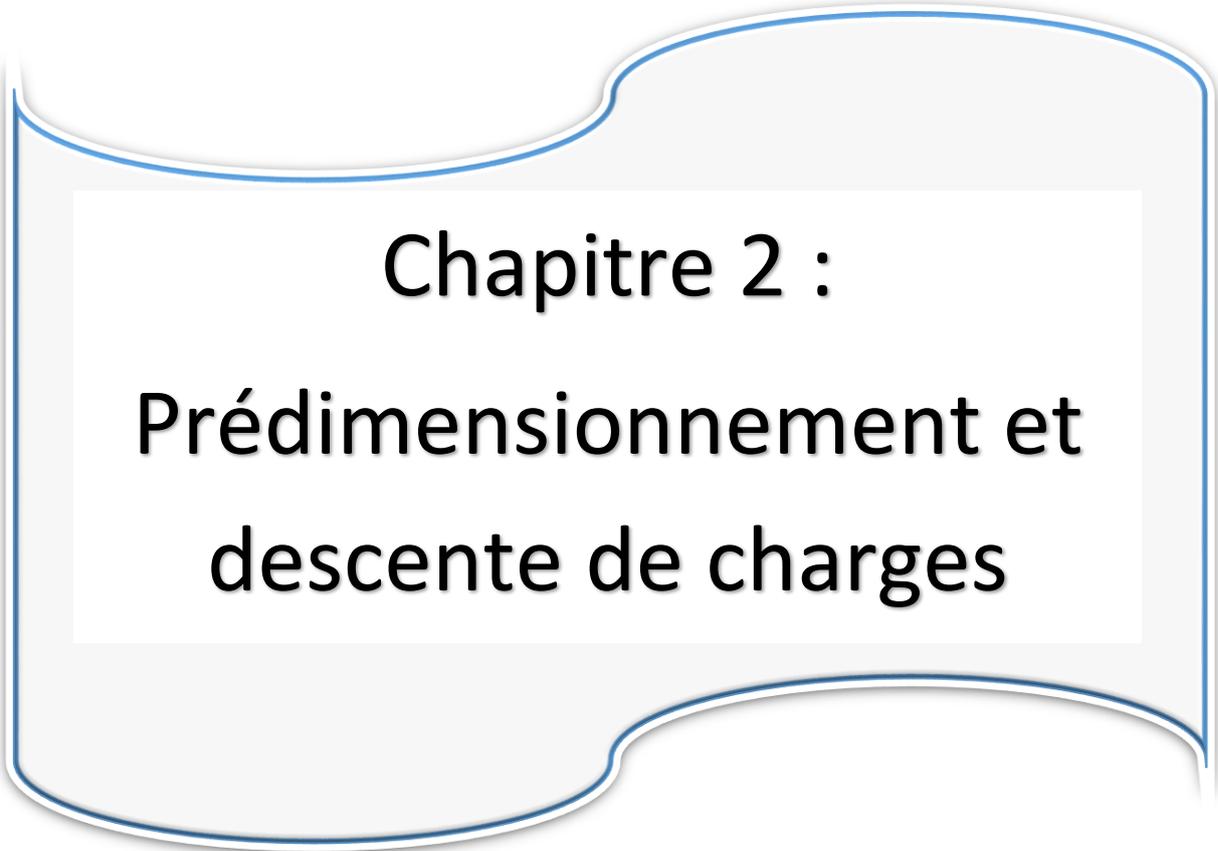
1.6.2.1. Sollicitations de calcul

- A l'état limite ultime ELU : la combinaison utilisée dans notre étude :
 $1,35 G + 1,5 Q$
- A l'état limite de service ELS : la combinaison utilisée dans notre étude :
 $G+Q$

1.6.2.2. Sollicitations sismiques

Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon RPA 99 Version 2003 :

- $G+Q\pm E$
- $0,8 G\pm E$
- $G+Q\pm 1.2E$: pour le cas des poteaux dans les ossatures auto stable.



Chapitre 2 :
Prédimensionnement et
descente de charges

2.1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments structuraux (plancher, poutre, poteau, voile) est une étape importante de l'étude d'un ouvrage et suit des lois empiriques.

Il représente le point de départ de justification vis-à-vis de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : elles sont dues aux charges d'exploitations et du poids propre qui sont transmis des planchers aux poutrelles, poutres, poteaux et enfin transmises au sol par les fondations
- Sollicitations horizontales : elles sont généralement d'origine sismique et sont transmises par les diaphragmes (planchers) aux éléments de contreventement (voiles)

Ce prédimensionnement doit donc être conforme aux règlements en vigueur en Algérie (CBA 93 et RPA 99/2003)

Pour ce faire, nous avons structuré ce chapitre comme ce qui suit :

- Evaluation des différentes épaisseurs
- Déterminations des surfaces revenant à chaque élément porteur
- Calcul des charges permanentes et des surcharges d'exploitation avec application de la règle de dégression

2.2. Prédimensionnement du plancher

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, revêtement ...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Dans ce projet nous avons choisis deux types de planchers :

- Les planchers à Corps Creux pour tous les niveaux
- Dalle pleine pour les éléments en console

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance

2.2.1. Résistance au feu

$e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu

$e = 17.5$ cm pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet **$e = 15$ cm**

2.2.2. Résistance à la flexion

Dalles reposant sur deux appuis : $L/35 < e < L/30$

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L/50 < e < L/40$

L : la portée max d'une poutrelle

$9.50 < e < 11.87$ cm

On prend : $e = 11$ cm

2.2.3. Condition de la flèche

$L/25 < e < L/20$

17.8 cm $< e < 22.5$ cm

On prend : **$e = 20$ cm**

2.2.4. Isolation phonique

Selon les règles de calcul du béton armé CBA93, l'épaisseur du plancher, si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique, doit être supérieur ou égale à 13 cm. ainsi l'épaisseur de notre plancher sera limitée à **16 cm**.

2.2.5. Formule empirique

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par :

$e \geq L/22.5$

$e \geq 445/22.5 \Rightarrow e = 20$ cm

Conclusion :

$e = \max \{15, 11, 20, 16, 20\}$ **$e = 20$ cm**

Pour les planchers à corps creux **$e = 20$ cm**. ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

Remarque :

En ce qui concerne les portes à faux, nous avons opté pour des dalles pleines d'épaisseur égale à : $e = 15$ cm

2.3. predimensionnement des voiles :

Conformément au règlement parasismique algérien (RPA99/2003 article 7.7.1) les éléments vérifiant la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires avec :

L : portée du voile

e : épaisseur du voile.

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Selon ce meme article , l'épaisseur minimale est fixé à 15 cm. par ailleurs , cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux

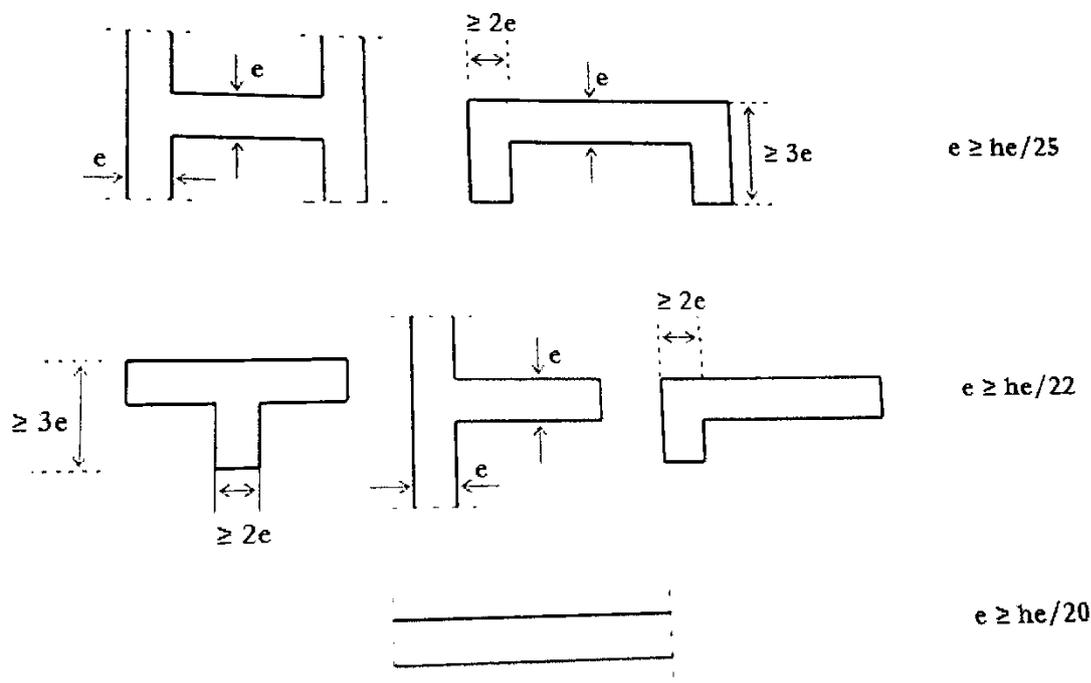


Figure 2.1: coupe de voiles en plan

extrinités.

Nous avons :

$$e \geq \max(h_e/22; 15)$$

$$\text{d'ou } e \geq \max(368/22; 15)$$

afin de respecter les conditions énumérées plus haut pour le choix de l'épaisseur du plancher , nous retiendrons celle qui répond à toutes les exigences , c'est donc : **$e=20 \text{ cm}$**

2.4. predimensionnement des poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux qui transmettent les charges verticales des planchers vers les poteaux.

Nos poutres doivent vérifier la règle du CBA93 :

$$l/15 \leq h \leq l/10$$

Avec :

l : portée maximale des poutres entre axes d'appuis.

h : la hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes d'après RPA 99/2003 :

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

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

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

$$h/b \leq 4$$

- **Les poutres principales :**

$l_{\max} = 4.5 \text{ m}$, alors nous aurons

$$30 \text{ cm} < h < 45 \text{ cm}$$

On prend donc **$h = 40 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$**

- **les poutres secondaires :**

$l_{\max} = 4.45 \text{ m}$

$$29.67 \text{ cm} < h < 44.5 \text{ cm}$$

On prend **$h = 35 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$** .

Les verifications

Les verifications nécessaires sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 2.1:verification des conditions exigées par RPA99/2003

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Verification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Vérifiée
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	Vérifiée

2.5. Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charge a pour but de définir les charges qui reviennent aux planchers et qui sont transmises aux éléments porteurs

Les charges d'exploitation sont définies par DTR B.C 2.2

2.5.1. surcharges d'exploitation Q

Les charges d'exploitation sont généralement définies en fonction de l'utilisation future des locaux. Il faut faire attention aux changements de destination des locaux durant la phase d'exploitation de l'ouvrage.

Pour le bâtiment faisant l'objet de cette étude, les valeurs retenues sont présentées dans le tableau ci-dessous :

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Tableau 2.2:charges d'exploitation des différents niveaux

Nature du local	Charges [KN/m ²]
Terrasse inaccessible	1.0
Balcon d'habitation	3.5
Plancher courant à usage d'habitation	1.5
Escalier	2.5
Plancher courant à usage de services	2.5
Plancher à usage commercial	4

2.5.2. Charges permanentes

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment

2.5.2.1. Plancher terrasse

La charge permanente et la surcharge d'exploitation du plancher terrasse sont résumées dans le tableau. Quant aux différentes couches composant ce plancher, elles sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau 2.3. Charge permanente du plancher terrasse.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1. tuile mécanique	-	-	0.40
2. mure extérieur (2 parois)	30	6	2.60
3. enduit plâtre	1.5	10	0.15
6. Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
Charge permanente totale			G = 6.00

2.5.2.2. plancher courant

La charge permanente revenant au plancher courant figure dans le tableau 2.4.quant aux différentes couches composant ce plancher , elles sont illustrées dans la figure ci-dessous :

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

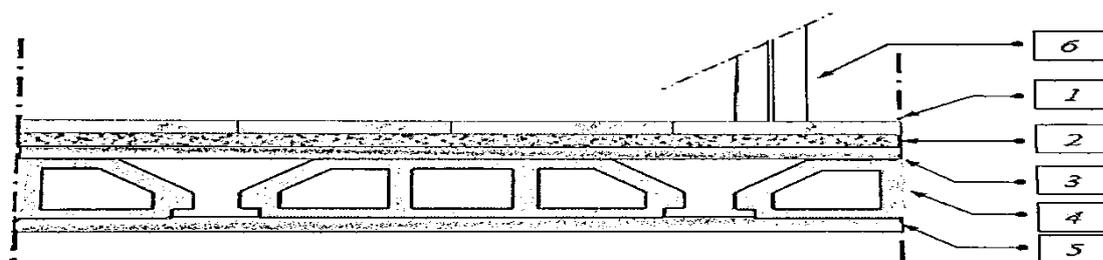


Figure 2.2 Détail d'un plancher corps creux

le détail est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 2.4. Charge permanente d'un plancher corps creux.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	2	18	0.36
4. Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
5. Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
6. Cloison de séparation	10	/	1
Charge permanente totale			G = 5.16

2.5.2.3. Dalle pleine (balcons)

Les charges permanentes dues aux dalles pleines sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.5. Détail de la charge permanente d'une dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	20	0.40
	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit en plâtre	1.5	10	0.15
Cloison de séparation	10	/	1
Charge permanente totale			G = 6.06

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

2.5.2.4. Mur à double cloison

La charge permanente totale due au mur avec double cloison figure dans le tableau suivant :

Tableau 2.6. Charge permanente d'un mur à double cloison.

Couche	Epaisseur[cm]	G[kN/m ²]
Enduit de platre	1.5	0.16
Enduit de ciment	1.5	0.27
Brique creuse	10	0.90
Lame d'aire	5.0	–
Brique creuse	10	0.90
Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge permanente totale		G=2.60

2.5.2.4. Mur de séparation

Les charges permanentes engendrées par les murs de separations sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 2.7 Détail d'un mur de séparation..

couche	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
Enduit de ciment	1.5	0.27
Brique creuse	10	0.90
Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge permanente totale		G=1.44

2.6. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux en béton armé ont des sections dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire

D'après l'article (B.8.4.1) du CBA 93 : l'effort normal ultime N_{ult} agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_{ult} \leq \alpha \left\{ \frac{Br * f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right\} \dots\dots\dots (2.1)$$

As : section des armatures longitudinales (comprimées)

Le coefficient 0.9 tient compte de l'augmentation de la résistance du béton entre 28 et 90 jours. Cette augmentation est de (10 à 20) %, selon la classe du ciment utilisé, la température ambiante, l'étuvage éventuel.

Br est la section réduite du béton. Elle est calculée en enlevant une bande de 1cm de largeur sur le pourtour de la section réelle ça on considère que le phénomène de laitance entraine un béton de mauvaise qualité en périphérie.

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

β : coefficient de correction qui dépend de l'élanement mécanique λ des poteaux.

Avec : $f_{c28}=25$ MPa d'où $f_{bu}=14.17$ MPa

$f_e=400$ MPa d'où $f_{su}=348$ MPa

$\gamma_b=1.5$ et $\gamma_s = 1.15$: coefficients de sécurité du béton et d'acier ;

α est en fonction de l'élanement (λ) ; c'est un coefficient de sécurité qui permet de tenir compte du flambement, donné par CBA 93 comme suit :

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

Avec :

$l_{\text{flambement}}$: longueur de flambement ; $l_f=0.7l_0=0.7 \times 4.08$

l_0 : longueur libre du poteau ;

i : rayon de giration de la section du béton ; $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : moment d'inertie (dans le sens de la section susceptible de se déformer) de la section du béton par rapport à son centre de gravité.

$$\lambda = l_{\text{flambement}} / i = l_{\text{flambement}} \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Par ailleurs, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (RPA 99/2003, A7.4.1)

- $\text{Min}(b ; h) \geq 25$ cm en zone I et II a
- $\text{Min}(b ; h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

La section du poteau est supposée carrée (**30x30**) et sachant que :

$N_u=1.35N_G+1.5N_Q$ une descente de charges est nécessaire pour déterminer la section à donner aux poteaux.

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

2.6.1. Effort normal dû aux charges permanentes

La surface du plancher reprise par le poteau le plus sollicité est donnée par la figure suivante :

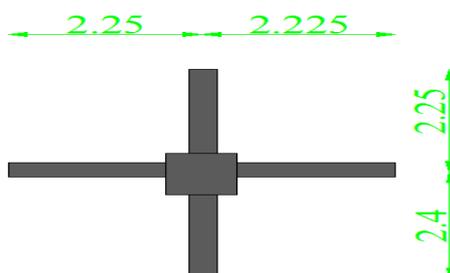


Figure 2.3 Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

Poids propre des planchers

Le poids propre des planchers figure dans le tableau

Tableau 2.8 charges permanentes des planchers.

Plancher	Surface d'influence [m ²]	Charges [kN/m ²]	Effort normal P [kN]
	S	G	
Terrasse	Plancher corps creux	Plancher corps creux	P_{terrasse} = S x G = 109.08
	18.18	6.00	
Etage courant	Plancher corps creux	Plancher corps creux	P_{courant} = S x G = 93.80
	18.18	5.16	

Poids propre des poutres

Le poids propre des poutres est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.9. Charges permanentes des poutres.

Poutres	Charge permanentes des poutres G [kN]	Charge permanentes totale des poutres P _{Totale} = G _{pp} + G _{ps} [kN]
Poutres principales	$G_{pp} = 25((2.1 + 2.25) \times 0.3 \times 0.4) = 13.05$	P _{Totale} = 24.02
Poutres secondaires	$G_{ps} = 25((2.1 + 2.08) \times 0.3 \times 0.35) = 10.97$	

2.6.2. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression

Les règles de calcul du béton armé (BAEL 99) exigent l'application de la dégression des charges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments avec un nombre important d'étages, la loi de dégression est donc définie comme suit :

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

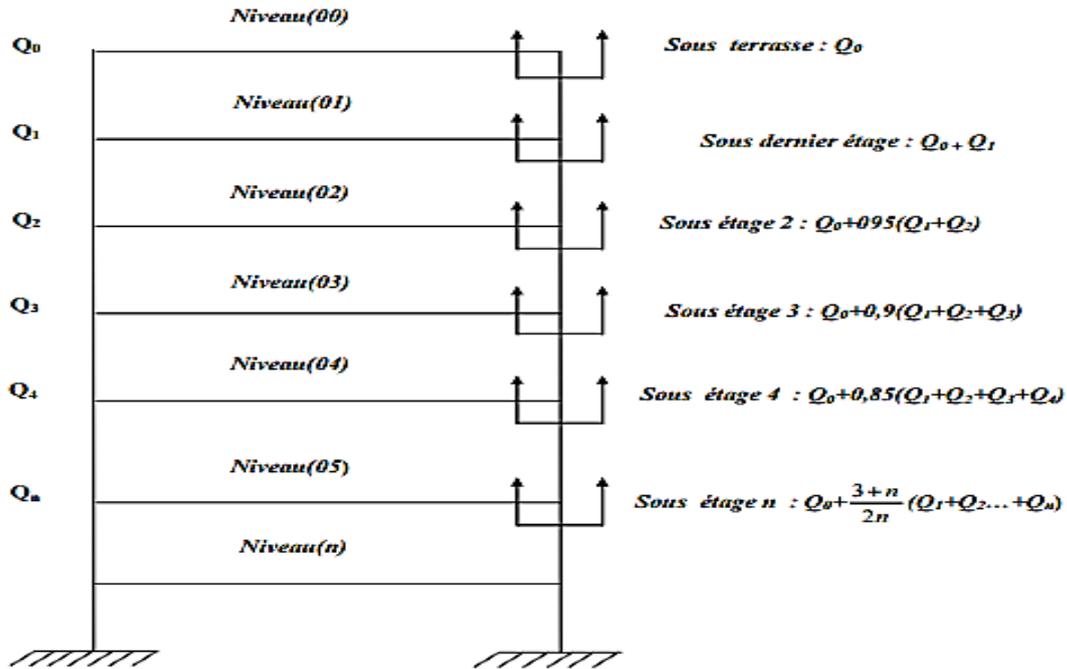


Figure 2.4 Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Avec :

$Q_0 : 1 \times 20.80 = 20.80 \text{ kN}$ « Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse »

$Q_h : 1.5 \times 20.80 = 31.2 \text{ kN}$ « Q_h : surcharge d'exploitation d'un étage courant pour habitation »

$Q_B : 2.5 \times 20.80 = 52 \text{ kN}$ « Q_B : surcharge d'exploitation d'un étage courant pour bureau »

$Q_{RDC} : 4 \times 20.80 = 83.2 \text{ kN}$ « Q_{RDC} : surcharge d'exploitation du RDC pour usage commerce »

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges

Coefficient de dégression des surcharges : les coefficients de dégression sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.10. Coefficients de dégression

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66

Les surcharges cumulées Q_n

La dégression des charges d'exploitation figure dans le tableau ci-dessous :

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Tableau 2.11. Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Opérations	Résultats [kN]
Sous la terrasse	$Q_0 = 1 \times 20.80$	20.80
Sous le 9 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1 = 20.80 + 31.2$	52.00
Sous le 8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.95 \sum_1^2 Q_i = 20.80 + 0.95 (31.2 \times 2)$	80.08
Sous le 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.9 \sum_1^3 Q_i = 20.80 + 0.9 (31.2 \times 3)$	105.04
Sous le 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.85 \sum_1^4 Q_i = 20.80 + 0.85 (31.2 \times 4)$	126.88
Sous le 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.80 \sum_1^5 Q_i = 20.80 + 0.80 (31.2 \times 5)$	145.6
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.75 \sum_1^6 Q_i = 20.80 + 0.75 (31.2 \times 6)$	161.2
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.71 \sum_1^7 Q_i = 20.80 + 0.71 (31.2 \times 7)$	175.86
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.68 \sum_1^8 Q_i = 20.80 + 0.68 (31.2 \times 7 + 52.0)$	204.67
Sous le 1 ^{er} étage	$Q_0 + 0.66 \sum_1^9 Q_i = 20.80 + 0.66 (31.2 \times 7 + 52.0 + 52.0)$	233.58

Tableau 2.12. Efforts normaux par la descente de charges et sections adoptées.

Niveau	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]	Nu	1.1Nu	Section du poteau [cm ²]
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _{totale}	G _{cumulé}	Q _{cumulé}			Section Adopté
9	109.08	24.02	6.88	139,98	139,98	20.80	220,17	242,19	30x30
8	93.80	24.02	6.88	124,7	264,68	52.00	435,32	478,85	30x30
7	93.80	24.02	6.88	124,7	389,38	80.08	645,78	710,36	30x30
6	93.80	24.02	6.88	124,7	514,08	105.04	851,57	936,72	35x35
5	93.80	24.02	6.88	124,7	638,78	126.88	1052,67	1157,94	35x35
4	93.80	24.02	6.88	124,7	763,48	145.6	1249,10	1374,01	40x40
3	93.80	24.02	6.88	124,7	888,18	161.2	1440,84	1584,93	40x40
2	93.80	24.02	6.88	124,7	1012,88	175.86	1631,18	1794,30	40x40
1	93.80	24.02	6.88	124,7	1137,58	204.67	1842,74	2027,01	50x50
RDC	93.80	24.02	9.18	127	1264,58	233.58	2057,55	2263,31	50x50

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

$$N_{ult} \leq \alpha \left\{ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right\}$$

N_{ult} : effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale ;

A_s : Section d'armature dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réelle du poteau ;

B_r : la section réduite du poteau.

Application numérique

$$\lambda = l_f \sqrt{12} / a \quad \text{Avec : } l_f = 0.7 l_0 ; a = 0.50 \text{ m et } l_0 = 4.08 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \lambda = 19.78 \\ \alpha = 0.79 \end{cases}$$

$$B_r = (50 - 2)^2 = 0.23 \text{ m}^2$$

$$\overline{N}_{ult} = 0.79 \left\{ \frac{0.23 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.1 * 0.23 * 400}{100 * 1.15} \right\} = 3428 \text{ kN} ; N_{max} = 2263 \text{ kN} \leq 3428 \text{ KN} \text{ condition vérifiée.}$$

D'autre part les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (RPA 99/2003, A7.4.1) :

$$\begin{cases} \text{Min}(b ; h) \geq 25 \text{ cm en zone I et II a} \\ \min(b ; h) \geq h_e / 20 \\ 1/4 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \quad \text{Conditions vérifiées}$$

2.7. Conclusion

Pour clôturer ce chapitre relatif au prédimensionnement des éléments, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments étudiés :

Planchers :

- Corps creux : $e = 20$ cm, donc pour les différents niveaux, un plancher composant d'hourdis de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm ; $e = (16+4)$ cm.
- Dalle pleine : $e = 15$ cm.

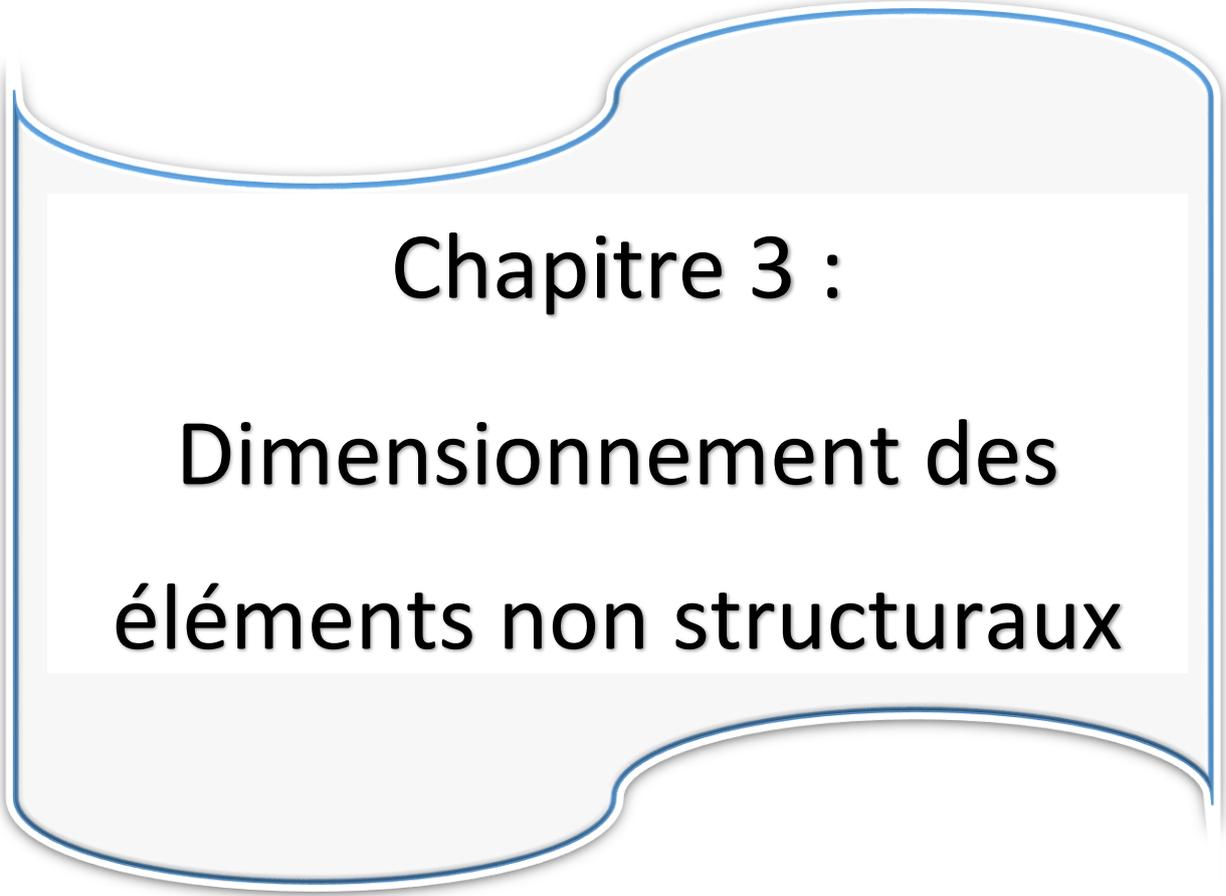
Poutres :

- Poutres principales : 40x30 cm
- Poutres secondaires : 35x30 cm

Voiles ; $e = 20$ cm

Poteaux :

- Rez-de-chaussée et premier étage : 50x50
- Deuxième jusqu'au quatrième étage : 40x40
- Cinquième et sixième étage : 35x35
- Septième jusqu'au neuvième : 30x30.



Chapitre 3 :

**Dimensionnement des
éléments non structuraux**

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante, qui a pour but la limitation de la flèche :

$$e \geq \max (\text{portée}/30, 10 \text{ cm})$$

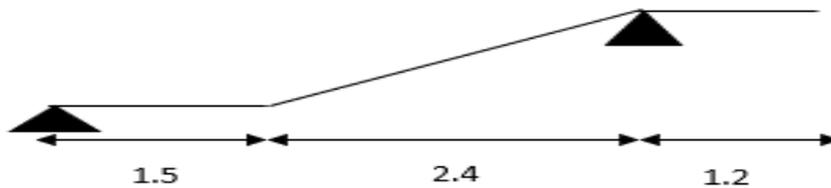


Figure 3.1:schema d'escalier à 2 volées

Inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = H/L = 1.53/2.4 \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ$$

$$L_p = 2.4 / \cos (32.5) = 2.84 \text{ m.}$$

$$e \geq \max (284/30 ; 10) = 9.46 \text{ cm}$$

Nous prenons donc : $e = 12 \text{ cm}$ pour la paillasse et le palier

3.2.3. Evaluation des charges et surcharges

Les charges et les surcharges dues à la volée et au palier sont données respectivement dans les tableaux (3.1 et 3.2)

Volée

Tableau 3.1 : charges permanentes et d'exploitations dues à la volée

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Volée	$12/\cos \alpha$	25	3.55
Enduit en plâtre	1.5	10	0.15
Marche d'escalier	18/2	22	1.98
Charge permanente totale			G = 6.84

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Palier

Tableau 3.2: charges permanentes et d'exploitations dues au palier.

N	Couche	Epaisseur [cm]	ρ [kN/m ³]	Poids surfacique [kN/m ²]
1	Carrelage	2.0	22	0.44
2	Mortier de pose	2.0	20	0.40
3	Palier	12	25	3.00
4	Enduit de ciment	1.5	18	0.27
5	Lit de sable	2.0	18	0.36
Charge permanente G				4.47
Charge d'exploitation Q				2.50

3.2.4. Model de calcul de la volée

La volée ne repose directement sur les poutres palières des deux côtés, et le schéma statique est une poutre isostatique qui englobe la volée et le palier.

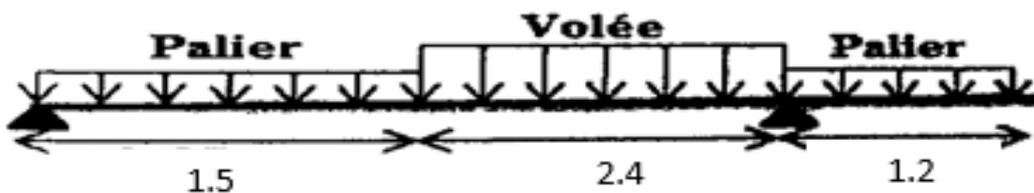


Figure 3.2. Schéma statique de l'escalier à 2 volées.

3.2.5. Combinaison des charges

Les combinaisons de charges sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3.3. Les combinaisons de charges considérées pour l'escalier à 2 volées.

	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	ELU [kN/m ²] (1.35G+1.5Q)	ELS [kN/m ²] (G+Q)
Volée	6.84	2.5	12.98	9.34
Palier	4.47	2.5	9.78	6.97

3.2.6. Calcul des efforts

Le tableau suivant résume l'ensemble des sollicitations maximales qu'il faut prendre en compte pour dimensionner cet escalier (en travée et sur appuis) :

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau 3.4:sollicitations de calcul de l'escalier à 2 volées

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
19.42*0.85=16.50	13.92*0.85=11.83	26.17	18.82

3.2.7. Ferrailage à l'ELU

La section dangereuse en travée est sur appui est une section rectangulaire de 12 cm de hauteur (hauteur de la paillasse) et 100 cm comme largeur, avec un enrobage $c=2\text{cm}$. sur appui et pour considérer l'encastrement on disposera une section d'acier égale à 15% de la

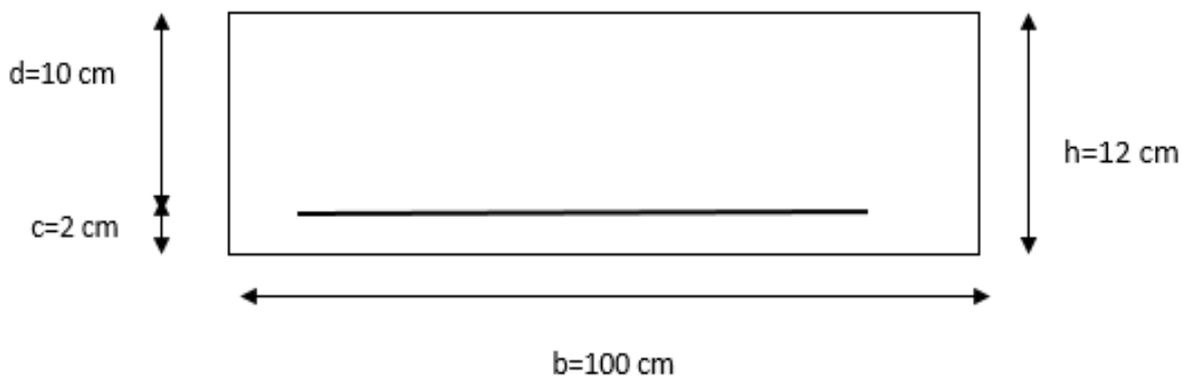


Figure 3.3:dimension de la paillasse et du palier

section calculée en travée, les calculs sont faits à l'ELU puis vérifiés à l'ELS.

Le résultat du ferrailage de l'escalier ainsi que la vérification de la condition de non fragilité sont représentés dans le tableau ci-dessous :

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau 3.5: ferrailage de l'escalier à 2 volées

			En travée		Sur appuis	
	ELU	Mu [kN.m]		16.50		9.71
M		0.117		0.069		
α		0.157		0.089		
Asc [cm ² /ml] " pivot A"		0.00		0.00		
As [cm ²]		5.06		2.89		
CNF	A _{smin} min [cm ²]		1.20		1.20	
	(A _{st}) _{théo} > A _{min}		Condition vérifiée		Condition vérifiée	
	Section en cm ²	St [cm]	7HA10 =5.49	15	6HA8=3.00	15
	A _r =A _{choisi} /4 [cm ²]		1.37		0.75	
	Section [cm ²]	St [cm]	3HA8=1.50	30	2HA8=1.00	30

Remarque:

$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.2 \text{ cm}^2$: armature minimales

$A_r = A_{st} / 4$: armatures de répartitions

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

3.2.8. Vérification à l'ELS

Les résultats de la vérification à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3. 6.vérification à l'ELS de l'escalier à 2 volées

ELS		En travée	En appui
	$0.5by^2 + 15 A_s (y-d) = 0$ Y (cm)	3.1	2.46
	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A_s (d-y)^2$ [cm ⁴]	3623.52	2469.47
	Ms [kN.m]	11.83	6.93
	$\sigma_{bc} = (Ms \cdot y) / I$ [MPa]	10.12	6.92
	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15	15
	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	$\sigma_s = \frac{15Ms(d-y)}{I}$ [MPa]	337.90	318.76
	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	348	348
	$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Section finale	7HA10	6HA8

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min (0.2 \cdot f_{ct} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa (fissurations non préjudiciables)}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ Donc condition vérifiée, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Le schéma de ferrailage de l'escalier à 2 volées est représenté dans la figure ci-dessous :

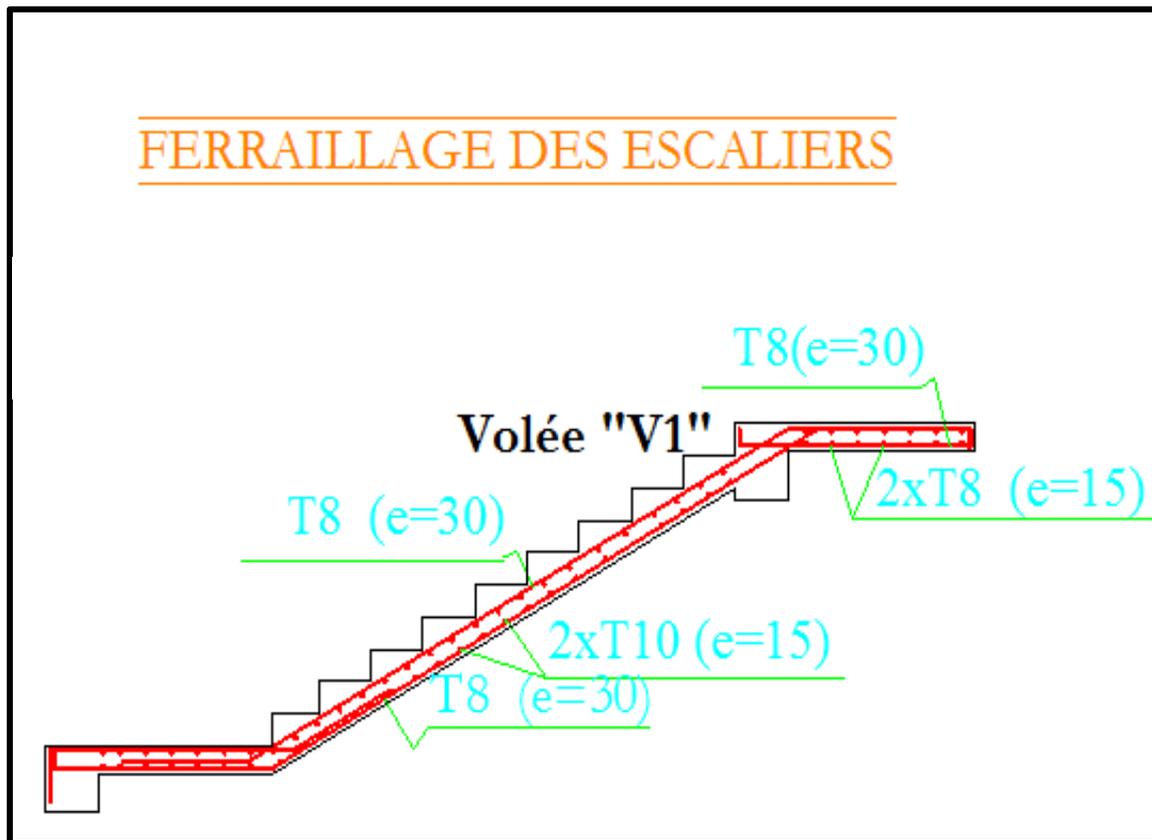


Figure 3.4. Ferrailage de l'escalier à 2 volées

3.3. Etude de la poutre palière

La poutre palière sera simplement appuyée sur les poteaux

3.3.1. Prédimensionnement de la poutre

Les dimensions sont déterminées comme suit :

$$l/15 \leq h \leq l/10 \text{ Avec } L=3.47 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 23.13 \leq h \leq 34.7 \quad h=30 \text{ cm}$$

$$b \geq h/2 \quad b=30 \text{ cm}$$

Calcul de la charge :

La poutre palière supporte son poids propre et la réaction du palier et de la volée.

- Poids propre de la poutre $G=25 \times 0.3^2=2.25 \text{ KN/ml}$
- Réaction (palier + volée) $R=75.8 \text{ kN} \quad q=75.8/3.47=21.84 \text{ kN/ml}$ c'est à l'ELU.
- Charge totale $p_u=1.35 \times G+21.84 \text{ KN/ml}$

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau 3.7. Calcul de la sollicitation de la poutre palière.

	ELU	ELS
Pu [kN/ml]	24.87	17.91

3.3.2. Ferrailage de la poutre palière

Le ferrailage de la poutre palière est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 3. 8. Calcul du ferrailage à l'ELU.

		En travée	Sur appuis
ELU	Mu [kN.m]	31.81	18.71
	M	0.02	0.01
	α	0.03	0.02
	Asc [cm ² /ml] " pivot A"	0.00	0.00
	As BAEL [cm ² /ml]	3.31	1.94
	AS _{RPA} [cm ² /ml]	4.5	-
	As [cm ² /ml]	4.5	1.94
	CNF	A _{smin} min [cm ²]	1.1
(A _{St}) _{théo} > A _{min}		Condition vérifiée	Condition vérifiée
Section en cm ²		6HA10=4.71	4HA8=2.00

Remarque :

$$As_{RPA} = 0.15 \%bh = 0.15 * (1 * 0.30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$As = \max (As_{BAEL} ; As_{RPA}).$$

Ferrailage transversal

Afin de déterminer la nécessité du ferrailage transversal, nous allons vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = Vu/bd < \overline{\tau}_u ; \text{ avec } Vu = 43.14 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = 0.043 / (0.3 * 0.28) = 0.51 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (fissuration non préjudiciable)}$$

Section minimal: $A_{t, \min} = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d; 40) = 25 \text{ cm}$$

Section choisie : (HA8 cadre + 1etrier).

3.4. Etude du plancher

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sol, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges)
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complètement par un faux plafond ou un revêtement de sol.

3.4.1. Dalle corps creux

Ce type de plancher est constitué des éléments porteurs (poutrelle) et des éléments de remplissage (corps creux) de dimension de (16x20x16) représenté dans la figure avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelle ;
- La table de compression.

3.4.1.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les suivant la petite portée et espacées par la largeur d'un corps creux

Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales qui leurs sont directement appliquées (en plus de leur poids propre) aux poutres principales.

Le dimensionnement et le ferrailage des poutrelles passent par deux étapes :

- Première étape : avant le coulage de la table de compression
- Deuxième étape : après le coulage de la dalle de compression.

3.4.1.1.1. Avant le coulage

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques, de section rectangulaire

$(b \times h) = (12 \times 4) \text{ cm}^2$, soumises à leur poids propre, au poids des entrevous et une surcharge concentrée Q appliquée en travée (à mi- portée) due à la présence d'un ouvrier sur le plancher

$$Q = \max (1 \text{ « au milieu de la poutrelle » ; } 0.5L) \text{ kN}$$

$$Q = \max (1 ; 0.5 \times 4.45) = 2.225 \text{ kN}$$

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Charges permanentes et surcharges d'exploitation

Tableau 3. 9 Charges permanentes et surcharges d'exploitation avant coulage

Elément	G _i [kN/m]	G [kN/m]	Q [kN]
Poutrelle (0.12x0.04) [m ²]	0.12	0.77	2.225
Corps creux (0.65x1) [m ²]	0.65		

Calcul des sollicitations

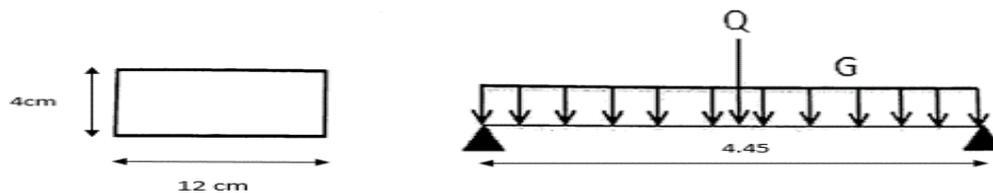


Figure 3.5. schéma statique des poutrelles

Moment fléchissant :

- $M_G = G \times L^2 / 8 = 1.90 \text{ kN.m}$
- $M_Q = Q \times L / 4 = 2.47 \text{ kN.m}$

A ELU : $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 6.27 \text{ kN.m}$

A ELS: $M_S = M_G + M_Q = 4.37 \text{ kN.m}$

Dans le tableau suivant figure les efforts internes maximaux :

Tableau 3.10. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max en appui [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
6.27	4.37	3.98	2.82

Nous avons :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$\mu = 2.76 > \mu_{lim} = 0.39$ « les armatures A' sont nécessaire »

Étant donné que la hauteur de la section est très faible, il est quasiment impossible d'introduire des armatures de compression. Pour y remédier, nous pouvons diminuer les moments en réduisant la portée. Pour cette solution, il est impératif de prévoir des étais. Les étaitements seront disposés de telle façon à diminuer les sollicitations, par conséquent annuler les armatures comprimées.

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

L'espacement des étalements L est calculé comme ce qui suit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \leq \mu_{lim} = 0.39 \dots\dots\dots (4.1)$$

Avec : $M_u = 1.35 (G \times L^2/8) + 1.5 (Q \times L/4)$

D'après (4.1) on aura : $1.35 (G \times L^2/8) + 1.5 (Q \times L/4) \leq \mu_{lim} \times bd^2 f_{bu}$

Application numérique : on trouvera $L = 0.875$ m

Pour une travée, nous avons besoin de 4 étalements pour supprimer les armatures comprimées.

3.4.1.1.2. Après le coulage

Après bétonnage, la section transversale des poutrelles devient une section en T, la surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est bande de largeur 0.60 m. Un seul type de poutres continues est à envisagés mais qui est différent selon les portées des travées.

Charges permanentes et surcharges d'exploitation

Les charges et surcharges revenant aux poutrelles après coulage sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 3.11 charges et surcharges après coulage

Niveau	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	1.35G+1.5Q [kN/ml]	G+Q [kN/ml]
Terrasse	3.9	0.65	5.98	4.37
Niveau courant (habitation)	3.35	0.97	6.07	4.39
Niveau courant (bureau)		1.62	7.04	5.04
Niveau courant (commerce)		2.60	8.51	6.02

Dans les calculs qui vont suivre, nous ne considérons que les actions les plus défavorables et nous nous intéressons qu'à un seul type de poutrelles.

Ainsi, la poutrelle étudiée est sollicitée par une charge uniformément répartie, qui est :

- $P_u = 7.04$ kN/ml.
- $P_s = 5.04$ kN/ml.

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Calcul des sollicitations :

La section étudiée après le coulage présente les caractéristiques suivantes :

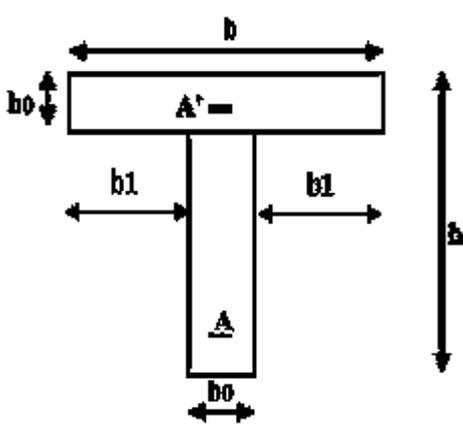
Dimension	Valeur [cm]	
h : épaisseur de la dalle	20	
h ₀ : épaisseur de la table	4	
b ₀ : largeur de la poutrelle	12	
b ₁ : (b-b ₀)/2	24	
b : largeur de la table	65	

schéma de la poutrelle

Figure 3.6. Section des poutrelles après coulage

Choix de la méthode de calcul

Pour calculer les moments et les efforts tranchant, nous disposants de trois méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot ;
- La méthode de la résistance des matériaux.

Etant donné que les poutrelles à ferrailer sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude se fera conformément à l'une de ces trois méthodes :

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau 3.12. Condition d'applications des méthodes de calcul

Méthode	Conditions d'applications
Méthode forfaitaire	<ol style="list-style-type: none"> 1. $q \leq 2g$ et $q \leq 5 \text{ kN/m}^2$ (plancher à surcharge modérée) 2. Planchers ayant même inertie dans les différentes travées 3. Portées successives dans les rapports : <ul style="list-style-type: none"> • $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$ • $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ 4. Fissuration préjudiciable
Méthode de Caquot	<ol style="list-style-type: none"> 1. $q > 2g$ ou $q > 5 \text{ kN/m}^2$ 2. Section en T en travée 3. une des conditions d'application de la méthode forfaitaire non vérifiée
Méthode de RDM	– poutrelle (poutre) à une seule travée

Pour cette étude, nous considérons trois types de poutrelles

Tableau 3.13. Schéma statique des différents types de poutrelles

Type 01	
Type 02	
Type 03	

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Vérification des conditions d'application des méthodes

La méthode forfaitaire ne peut pas s'appliquer aux poutrelles type 01 étant donné que la troisième condition n'est pas vérifiée. Aussi, nous allons déterminer les sollicitations en utilisant la méthode de Caquot.

Pour les types 02 et 03 nous allons appliquer la méthode forfaitaire.

Avec méthode de Caquot, les moments sur appuis sont donnés par la formule :

$$M_a = \frac{q_w + l'_w + q_e + l'_e}{8.5(l'_w + l'_e)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Où :

$l' = l$: pour une travée de rive.

$l' = 0.8l$: pour une travée intermédiaire.

En travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_w (l-x/l) + M_e x/l$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \cdot x}{2} * (l - x) \quad \text{avec } M_0 \text{ c'est le moment isostatique.}$$

$$X = \frac{li}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pu \cdot li}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V = \frac{Pu \cdot li}{2} + \frac{M_w - M_e}{li} \quad (\text{BAEL; Art L.III.3})$$

Les chargements provoquant les efforts extrêmes sur appuis et en travée sont donnés pour le premier type de poutrelles par les tableaux :

Plancher courant (bureau)

Tableau3. 14. sollicitation de calcul poutrelle type 01 du plancher courant à usage bureau

Portée L [m]	4.2	4.15	3.2	3.6	4.45	
Portée L' [m]	4.2	3.32	2.56	2.88	4.45	
Mu appui (KN.m)	0	-12,06	-7.44	-6.13	-12.52	0
Ms appui (KN.m)	0	-8.62	-5.32	-4.38	-8.95	0
X [cm]	1,68	2.23	1.65	1.54	2.62	
Mt max (KN.m)	9.92	5.33	2.14	2.18	11.54	
Mts max (KN.m)	7.09	3.81	1.53	1.56	8.25	
Vu max (kN)	11.76	-17.50	-13.34	10.76	18.31	-12.68

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Plancher courant (habitation)

Tableau 3.15 Sollicitation de calcul poutrelle type 01 du plancher courant à usage habitation

Portée L [m]	4.2	4.15	3.2	3.6	4.45	
Portée L' [m]	4.2	3.32	2.56	2.88	4.45	
Mu appui (KN.m)	0	-10.37	-6.40	-5.27	-10.77	0
Ms appui (KN.m)	0	-7.50	-4.62	-3.81	-7.78	0
X [cm]	1.68	2.23	1.65	1.54	2.62	
Mtu max (KN.m)	8.53	4.58	1.84	1.88	9.93	
Mts max (KN.m)	6.16	3.31	1.33	1.35	7.17	
Vu max (kN)	10.11	-15.05	-11.47	9.25	15.75	-10.91

Plancher terrasse :

Tableau 3.16 Sollicitation de calcul poutrelle type 01 du plancher terrasse.

Portée L [m]	4.2	4.15	3.2	3.6	4.45	
Portée L' [m]	4.2	3.32	2.56	2.88	4.45	
Mu appui (KN.m)	0	-10.81	-6.66	-5.49	-11.22	0
Ms appui (KN.m)	0	-7.88	-4.86	-4.00	-8.18	0
X [cm]	1.68	2.23	1.65	1.54	2.62	
Mtu max (KN.m)	8.88	4.77	1.92	1.95	10.34	
Mts max (KN.m)	6.48	3.48	1.40	1.42	7.54	
Vu max (kN)	10.53	-15.68	-11.95	9.64	16.41	-11.36

Soit à l'ELU :

- Mt max=11.54
- Ma max=12.52
- V max= 18.31

Pour les deux autres types, on applique la méthode forfaitaire :

Principe de la méthode

Le principe est basé sur le phénomène d'adaptation des sections, en adoptant un coefficient $k > 1$.

$$Mt + \frac{M_w + M_e}{2} \geq k M_0 \rightarrow k = \text{fonction du rapport des charges d'exploitation et permanentes.}$$

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Plancher courant (bureau)

Tableau 3.17. Sollicitation de calcul poutrelle type 02 de plancher courant usage bureau

Portée L [m]	4.2	4.15	
$\alpha = \frac{q}{q+g}$	0.32	0.32	
Mu appui (KN.m)	0	-9.15	0
Ms appui (KN.m)	0	-6.58	0
M0u (KN.m)	15.26	14.90	
M0s (KN.m)	10.98	10.72	
Mtu (KN.m)	12.15	11.75	
Mts (KN.m)	8.74	8.46	
Vu (kN)	14.53	-16.71	-14.35

Plancher courant (habitation)

Tableau 3.18 Sollicitation de calcul poutrelle type 02 de plancher courant usage habitation.

Portée L [m]	4.2	4.15	
$\alpha = \frac{q}{q+g}$	0.22	0.22	
Mu appui (KN.m)	0	-7.92	0
Ms appui (KN.m)	0	-5.72	0
M0u (KN.m)	13.21	12.90	
M0s (KN.m)	9.55	9.32	
Mtu (KN.m)	10.14	9.81	
Mts (KN.m)	7.33	7.09	
Vu (kN)	12.58	-14.46	-12.43

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Plancher terrasse

Tableau 3.19. Sollicitation de calcul poutrelle type 02 de plancher terrasse.

Portée L [m]	4.2		4.15
$\alpha = \frac{q}{q+g}$	0.14		0.14
Mu appui (KN.m)	0	-8.25	0
Ms appui (KN.m)	0	-6.02	0
M0u (KN.m)	13.76		13.43
M0s (KN.m)	10.03		9.80
Mtu (KN.m)	10.32		9.98
Mts (KN.m)	7.53		7.28
Vu (kN)	13.10	-15.07	-12.94

Pour le 3^{ème} type de poutrelle :

Plancher courant (bureau)

Tableau 3.20. Sollicitation de calcul poutrelle type 03 de plancher courant usage bureau.

Portée L [m]	3.8		4.45
$\alpha = \frac{q}{q+g}$	0.32		0.32
Mu appui (KN.m)	0	-10.34	0
Ms appui (KN.m)	0	-7.39	0
M0u (KN.m)	12.57		17.24
M0s (KN.m)	8.99		12.33
Mtu (KN.m)	8.63		13.76
Mts (KN.m)	6.17		9.83
Vu (kN)	13.23	17.82	-15.49

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Plancher courant (habitation)

Tableau 3.21. Sollicitation de calcul poutrelle type 02 de plancher courant usage habitation.

Portée L [m]	3.8		4.45	
$\alpha = \frac{q}{q+g}$	0.22		0.22	
Mu appui (KN.m)	0	-8.89		0
Ms appui (KN.m)	0	-6.43		0
M0u (KN.m)	10.81		14.83	
M0s (KN.m)	7.81		10.72	
Mtu (KN.m)	7.10		11.38	
Mts (KN.m)	5.13		8.23	
Vu (kN)	11.38	15.32	-13.32	

Plancher terrasse

Tableau 3.22. Sollicitation de calcul poutrelle type 02 de plancher terrasse.

Portée L [m]	3.8		4.45	
$\alpha = \frac{q}{q+g}$	0.14		0.14	
Mu appui (KN.m)	0	-9.26		0
Ms appui (KN.m)	0	-6.75		0
M0u (KN.m)	11.26		15.45	
M0s (KN.m)	8.21		11.26	
Mtu (KN.m)	7.19		11.58	
Mts (KN.m)	5.25		8.45	
Vu (kN)	11.85	15.96	-13.88	

Pour les deux type de poutrelle ,soit à l'ELU :

$$M_{t\max} = 13.76 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\max} = 10.34 \text{ kN.m}$$

$$V_{\max} = 17.82 \text{ kN.}$$

On conclue alors :

$$M_{t\max} = 13.76 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\max} = 12.52 \text{ kN.m}$$

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

$V_{max}=18.31$ kN.

Pour le ferrailage, nous garderons celui obtenu par le type de poutrelle le plus défavorable, autrement dit, celui qui correspond au moment le plus grand en travée et sur appuis. Le calcul se fait en considérant la flexion simple à l'état limite ultime.

Calcul du ferrailage :

- **Armatures longitudinales**

Comme les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'ELU uniquement, (fissuration est considérée peu préjudiciable).

Le calcul des sections en forme de T s'effectue différemment selon l'axe neutre : dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la nervure.

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc}(d-h_0/2)$$

Données :

$h=20$ cm, $h_0=4$ cm, $b=65$ cm, $b_0=12$ cm, $d=0.9h=18$ cm

$f_{c28}=25$ MPa ; $f_{t28}=2.1$ MPa ; $\sigma_{bc}=14.17$ MPa

$f_e=400$ MPa ; $\sigma_s=348$ MPa.

$M_{tab}=58.94$ kN.m

On a : $M_u < M_{tab}$ donc l'axe neutre est dans la table de compression.

La section est donc calculée comme une section rectangulaire (bxh) en flexion simple. Les résultats obtenus sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau 3.23. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures des poutrelles.

	M_u [kN.m]	M	Asc [cm ²]	As [cm ²]	Choix d'armature
Appui	12.52	0.041	0	2.04	2HA12
Travée	13.76	0.046	0	2.25	2HA12+1HA10

Vérifications

- **Condition de non fragilité (article A.4.2 BAEL 91)**

$A_{smin} \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e = 1.4$ cm²

$A_s > A_{smin}$: la condition est vérifiée dans le cas du ferrailage en travée et sur appuis.

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

- Effort tranchant (ferrailage transversal)**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fait dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $V_{max}=18.31$ kN.

Nous devons vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = V_{max}/bd = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{ct}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$: condition vérifiée

$$\Phi_t = \min(h/35; \Phi_l; b_0/10) \rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$St = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow st = 16 \text{ cm} \rightarrow HA6/St = 16 \text{ cm}$$

Le ferrailage obtenu est représenté par la figure ci-dessous:

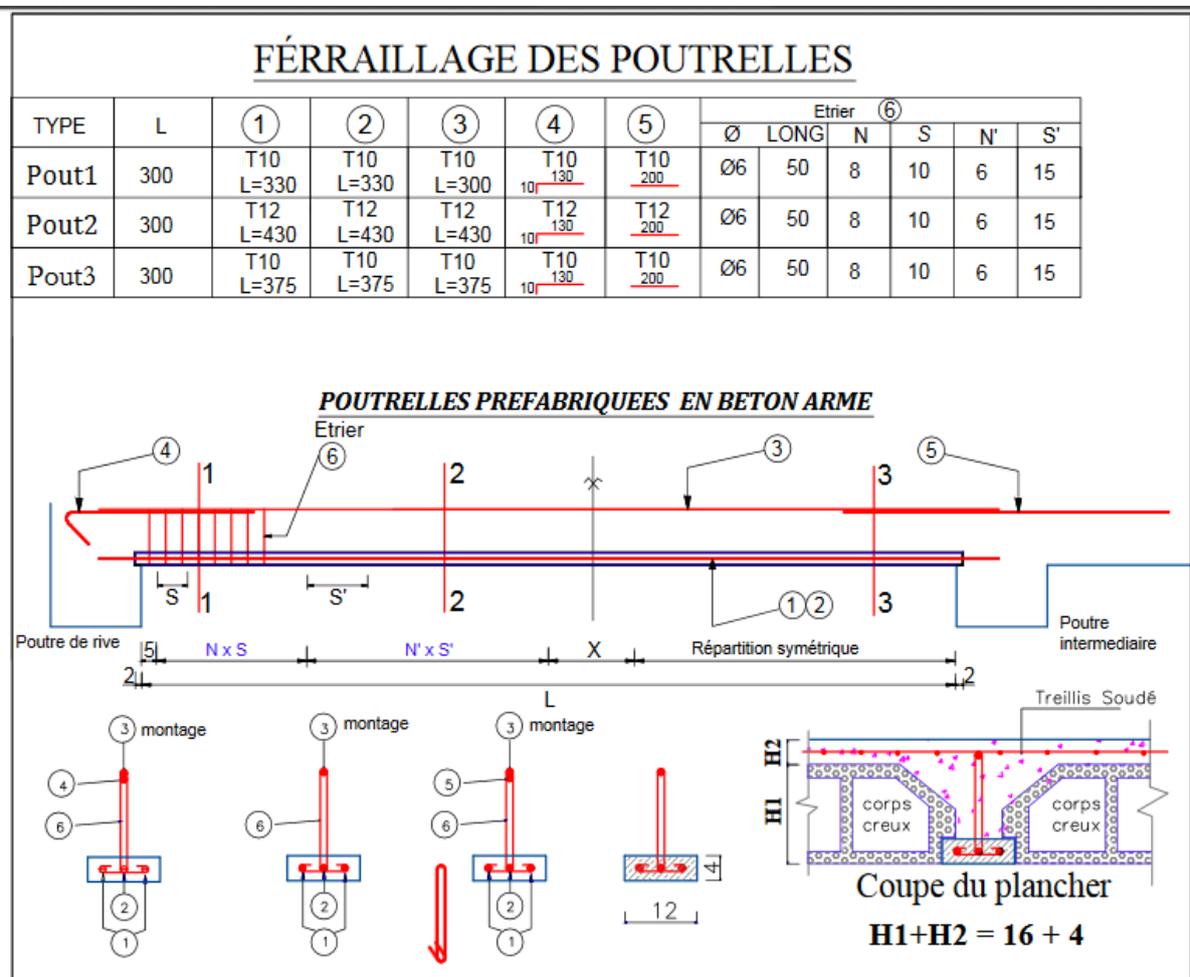


Figure 3.8. Schéma du ferrailage des poutrelles.

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

3.4.1.2. La table de compression

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. Le ferrailage de la dalle de compression (treillis soudé) se fait suivant les deux sens pour éviter les fissurations.

Selon l'article B6.8.4.2.3 du CBA, la section d'armature doit vérifier les conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égal à 20 cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm.

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_s \geq \frac{4 \cdot l(\text{cm})}{f_e(\text{MPa})}$$

Où :

l : espacement entre les poutrelles 65 cm ;

f_e : contrainte limite des aciers 500 MPa.

Ainsi nous obtenons : $A_s > 0.52 \text{ cm}^2$

Par conséquent, nous utilisons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudés de maillage 200x200 mm et de nuance FeE 500 avec un diamètre $\phi 5$

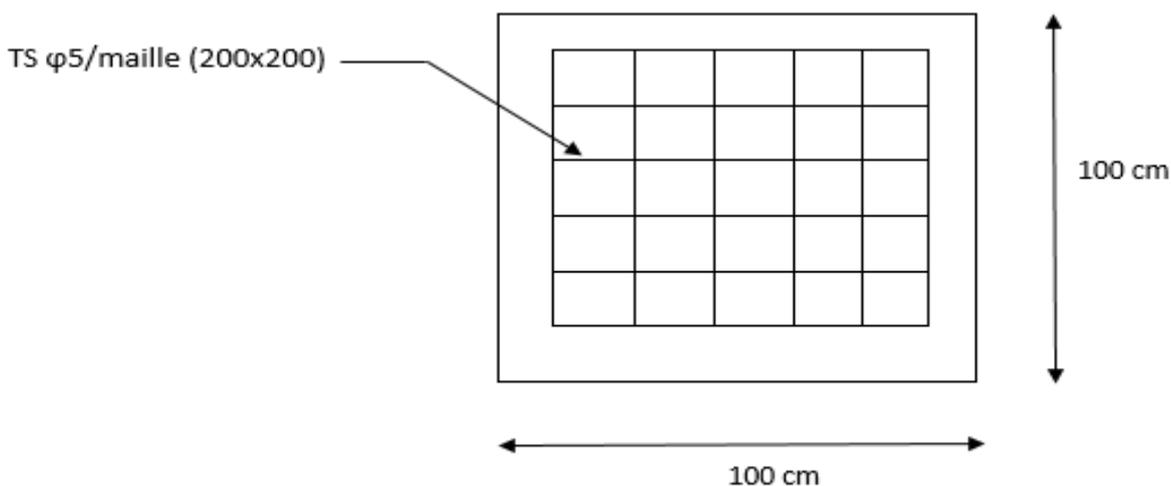


Figure3. 9.ferrailage de la dalle de compression.

3.4.2. Dalles pleines

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

L'épaisseur des dalles dépend des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour le bâtiment faisant l'objet de cette étude, nous avons deux types de dalle pleine : dalle de 1.4 m pour les balcons et de 1.2 m pour dalle en console.

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

3.4.2.1. Calcul des actions

Pour l'évaluation des sollicitations, nous considérons que le poids propre et la charge d'exploitation. Le poids du garde-corps est considéré comme une charge répartie linéairement sur le bord libre.

Evaluation des charges

Charge et surcharge de la dalle pleine (balcon)

- $G=6.06 \text{ kN/m}^2$
- $Q=3.5 \text{ kN/m}^2$

Charge du garde-corps dans le tableau suivant :

Tableau 3.24. charge permanente du garde-corps.

Couche	e [cm]	G [kN/m ²]
Brique creuse	10	0.9
Enduit de plâtre	2	0.4
		$G_{\text{garde-corps}}=1.3$

Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS

- ELU : $P_u=13.43 \text{ kN/ml}$
- ELS : $P_s=9.56 \text{ kN/ml}$.
- Charge concentrée : $P_{\text{garde-corps}}=1.3*b*h$

$$P_{\text{garde-corps}}=1.3*1*0.8=1.04 \text{ kN}$$

3.4.2.2. Calcul des sollicitations



Figure 3.10. Schéma statique et distribution du moment.

Calcul du moment et de l'effort tranchant

Tableau 3.25. Calcul du moment et de l'effort tranchant dans le balcon.

	ELU	ELS
Mmax [kN] $-\frac{pl^2}{2} - p_{\text{garde corps}}*l$	-14.61	-10.82
Effort maximal [kN] $P*l+ p_{\text{garde corps}}$	19.84	14.42

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

3.4.2.3 Calcul du ferrailage

L'épaisseur de notre dalle est $e=15$ cm. Le ferrailage sera calculé en flexion simple à l'ELU en considérant une bande de 1m. la section dangereuse est au niveau de l'encastrement. Les fissurations sont considérées comme préjudiciables.

Calcul à l'ELU

Données : $b=100$ cm ; $d=13$ cm ; $c=2$ cm ; $M_u=14.61$ kN.m

- Armatures longitudinales

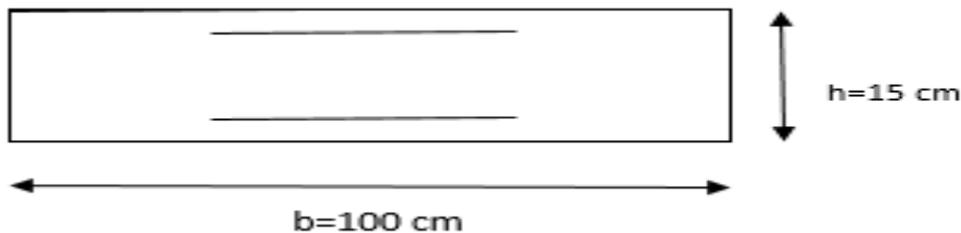


Figure 3.11. Section étudiée du balcon.

Le tableau suivant résume les résultats du calcul à l'ELU :

Tableau 3.26.ferrailage du balcon à l'ELU.

Pivot A		Asc [cm ²]	As [cm ²]	CNF	Section adoptée	St [cm]
$\mu=0.06$	$\alpha=0.07$	0	3.3	$1.56 < A_s$	3HA12=3.39 cm ²	33

- Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 0.825 \text{ cm}^2$$

Nous pouvons choisir : 3HA6=1.0 cm² avec St=33 cm.

3.4.2.4 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = V_{u\max} / bd = 0.15 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$: condition vérifiée

Vérification à l'ELS

Tableau 3.27 vérifications à l'ELS.

	$\sigma_{bc,adm}$ [MPa]	$\sigma_{st,adm}$ [MPa]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_s [MPa]	σ_b [MPa]	$\sigma_s < \sigma_{s,adm}$	$\sigma_b < \sigma_{bc,adm}$
ELS	15	201.6	3.1	2388,05	329.90	6.88	Condition non vérifiée	Condition vérifiée

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

On remarque bien que la condition : $\sigma_s < \sigma_{s,adm}$ n'est pas vérifiée donc on doit résoudre ce problème en diminuant la section du béton ou bien augmenter la section d'acier.

Alors, on choisit la deuxième solution : augmenter la section d'acier.

Si on prend 6HA12=6.78 cm² la condition sera vérifiée.

Tableau 3.28 vérifications à l'ELS.

	$\sigma_{bc,adm}$ [MPa]	$\sigma_{st,adm}$ [MPa]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_s [MPa]	σ_b [MPa]	$\sigma_s < \sigma_{s,adm}$	$\sigma_b < \sigma_{bc,adm}$
ELS	15	201.6	3.9	4861.42	173.63	4.98	Condition vérifiée	Condition vérifiée

- **Armature de répartition :**

$A_r = A_s / 4 = 1.69$ cm² donc on choisit 4HA8=2 cm² avec $S_t = 25$ cm.

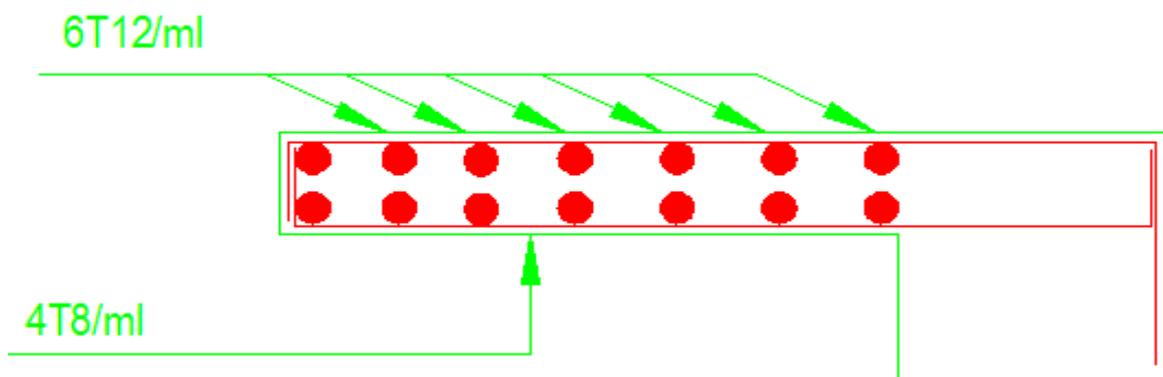
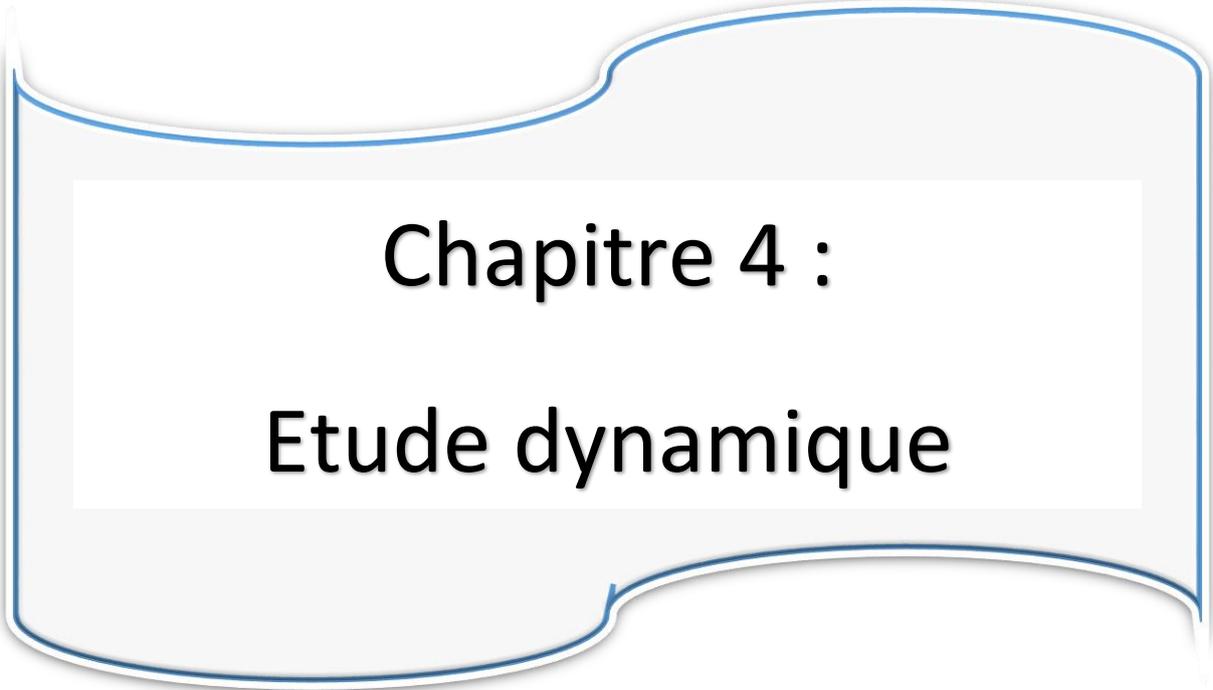


Figure 3.12. Détail du ferrailage du balcon.



Chapitre 4 :
Etude dynamique

4.1. Introduction

Soumis à une force identique (à la poussée des secousses à un moment donné), les différents éléments d'une construction se déforment plus au moins selon leur forme (un poteau se déforme plus qu'un mur), leurs matériaux (le bois se déforme plus que le béton armé), leurs masses (dont dépendent les forces d'inertie), et la nature des liaisons entre les éléments. Les secousses d'un séisme génèrent des forces alternées dans toutes les directions, forces qui déforment le bâtiment de façon aléatoire, mais selon ses caractéristiques architecturales et constructives.

On concertation avec l'architecte, l'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

Les règles de construction parasismiques expliquent comment on peut obtenir ce résultat de façon plus au moins remarquable selon le type de matériau. Par exemple, pour le béton armé, on choisira le type de béton, la nature et le positionnement des aciers, selon des critères différents de ceux d'un projet en zone non sismique.

4.2. Objectifs de l'étude dynamique

- ❖ Estimer à l'avance les niveaux et les modes possibles de déformation de la structure sur un sol donné.
- ❖ Estimer à l'avance son aptitude à transformer le mouvement d'origine sismique en chaleur, (dissipation de l'énergie sismique).
- ❖ Connaitre à l'avance les zones de la structure les plus exposées à la rupture en cas de fortes secousses.
- ❖ Etablir des règles de construction efficaces à partir de ces connaissances.

4.3. Méthodes de calcul

L'évaluation des forces sismiques se fait suivant une analyse basée sur 2 méthodes principales, en fonction de type de la structure et ses dimensions :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode dynamique qui comporte :
 - La méthode modale spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable (les conditions de l'article (4.1.2) des RPA ne sont pas satisfaites), la méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention des spécialistes. Donc la méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

4.4. Présentation de la méthode modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.5. Nombre de mode à considérer

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions orthogonales d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- 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 de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes(K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 * \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.2s \quad \dots\dots\dots [4.1]$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol T_k la période du mode K.

Le nombre de modes qui vérifient la deuxième condition est de 12.

4.6. Combinaison des réponses modales

Pour une direction donnée de la sollicitation sismique, les valeurs des déplacements, forces, et contraintes sont calculés pour chaque mode de vibration de la structure puis ils sont assemblés pour avoir la résultante des effets engendrés suivant différentes méthodes, on citera donc les méthodes les plus utilisées :

- **Méthode SRSS (racine carré de la somme des carrés) :**

Cette méthode de combiner les forces et les déplacements maximaux pour les différents modes en considérant la racine carrée de la somme de leurs carrés, cette méthode ne prend pas en considération le couplage des modes.

- **Méthode CQC (combinaison quadratique complète) :**

C'est la méthode la plus utilisée. Elle est basée sur la théorie des vibrations aléatoires. Cette méthode est considérée comme la plus précise des méthodes de combinaison. la résultante de l'effet recherché est donnée par l'expression suivante :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n * \sum_{j=1}^n \rho_{ij} E_i E_j} \quad \dots\dots\dots [4.2]$$

Avec : ρ_{ij} est le coefficient de corrélation entre les modes i et j. Il dépend des pulsations propres ω_i , ω_j et pourcentage d'amortissement critique des deux modes i et j. ce coefficient est donné par l'expression suivante :

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1+r^2)^2 + 4\xi^2(1+r^2)^2}; \text{ avec } r = \frac{w_i}{w_j} \text{ et } \xi : \text{coefficient d'amortissement.}$$

➤ **Méthode ABS :**

Cette méthode très conservatrice combine les résultats modaux en considérant la somme de leurs valeurs absolues, dans cette méthode tous les modes sont supposés liés.

4.7. Caractéristiques de la structure

- ✓ Le bâtiment est classé en groupe d'usage O2, ouvrage d'importance moyenne (bâtiment d'habitation ou à usage bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m)
- ✓ Le sol est de catégorie S3 (site meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone IIa (sismicité moyenne).
- ✓ La structure étudiée fait 31.62m de hauteur, le système structural est constitué d'un contreventement mixte portiques/voiles avec interaction en béton armé.

4.8. Modélisation de la structure

La modélisation de la structure se fait à l'aide du logiciel **SAP2000 V 14**, ce qui permet de : considérer que les éléments structuraux ; quant aux éléments non structuraux, ils sont modélisés par masses concentrées aux nœuds ; soit par des charges qui s'ajoutent aux poids des éléments structuraux, ainsi de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (déplacement, effort et matrice de rigidité) à partir d'une modélisation appropriée. Pour la modélisation d'une structure, le logiciel SAP2000 préconise plusieurs modèles fondamentaux et qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

Les masses à considérer pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitation avec une participation massique des charges données comme suit :

$$W = G + \beta * Q \dots\dots\dots [4.3]$$

Avec :

G : poids propre

β : coefficient de pondération avec $\beta = 0.2$ (bureau).

Le spectre de réponse de calcul donné par RPA est introduit en termes de périodes. Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.

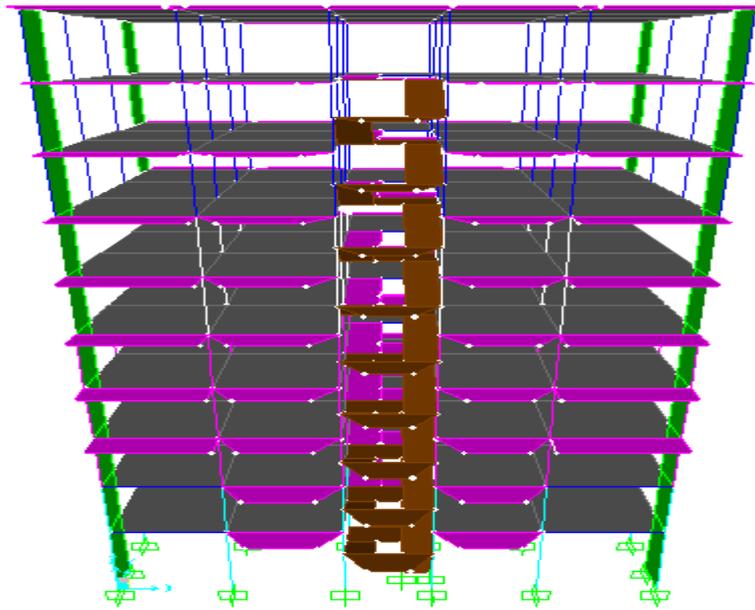


Figure 4.1. Modèle de la structure en 3D.

4.8.1. Etapes de modélisation

La modélisation avec **SAP2000** se fait en suivant les étapes suivantes :

- Définition de la géométrie du model
- Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés : poids volumique du béton, module d'élasticité de béton.
- Définition et affectation des sections aux model (les dalles et voiles sont de types « shell » ; les poutres et les poteaux de types « frame »)
- Encastrement des fondations.
- Définition des charges statiques (G et Q).
- Chargement de la structure
- Définition de la masse sismique
- Affectation des diaphragmes
- Définition et chargement de spectre de réponse.
- Définition des charges sismiques
- Définition des combinaisons de charges

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G + Q$

GQEx : $G + Q \pm Ex$

GQEy : $G+Q\pm Ey$

0.8GEx : $0.8G\pm Ex$

0.8GEy : $0.8G\pm Ey$

- Analyse de la structure.
- Visualisation des efforts trouvés (M, N, T) et du taux de travail de sections.

4.9. Spectre de réponse de calcul

L'ingénieur sait évaluer si la construction amplifie les secousses du sol ou non (en se mettant en résonance) grâce à l'outil « spectre de réponse du site », et évaluer les niveaux d'accélération possibles dans le bâtiment. Il peut alors calculer les forces qui agiront sur le bâtiment en cas de fortes secousses. Connaissant la résistance et le comportement des matériaux à utiliser il peut définir les caractéristiques (nature, dosage, dimension...) qui permettront à la construction de résister à ces forces.

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre (caractéristique de la structure) et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à un instant donné. Du point de vue génie parasismique, la réponse maximale importe plus que la chronologie détaillée du mouvement dans le temps. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression (4.13) du RPA99/V2003. Il est obtenu en introduisant les données suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2.5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

D'après le RPA 99 V2003 les paramètres relatifs à notre structure sont comme suit :

- Facteur A : coefficient d'accélération de zone ; A=0.15
- Facteur R : facteur de comportement global de la structure ; R=5
- Facteur Q : facteur de qualité ; Q=1.2
- Coefficient d'amortissement ; $\xi = 8.5\%$
- Période caractéristique $T_1 = 0.15s$; $T_2 = 0.50s$ (site S3).
- η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.81.$$

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans la figure ci-dessous :

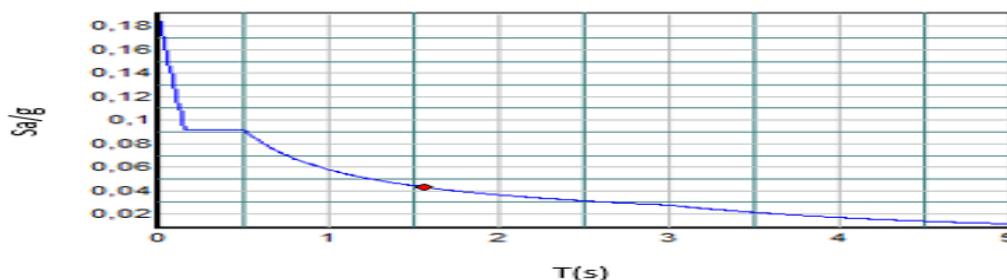


Figure 4.2: l'allure du spectre de réponse.

4.9.1. Estimation de la période fondamentale de la structure T

La formule empirique :

$$T = C_T * H_N^{3/4} \dots\dots\dots (4.4)$$

H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type du remplissage.

Il est donné par **le tableau 4.6 du RPA99 V2003 page 31**

$$C_T = 0.05 \rightarrow T_1 = 0.05 * (31.62)^{3/4} = 0.66s$$

$$T = \frac{0.09 H_N}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots (4.5)$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 21.25m \text{ Et } D_y = 13.60m$$

$$T_2 = \frac{0.09 H_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 * 31.62}{\sqrt{21.25}} = 0.63s$$

$$T_3 = \frac{0.09 * 31.62}{\sqrt{13.60}} = 0.77s$$

T : la valeur min des deux valeurs données respectivement par (4.4) et (4.5) pour les deux directions.

$$T \text{ suivant } x \text{ min } (0.66 ; 0.63) = 0.63s$$

$$T \text{ suivant } y \text{ min } (0.66 ; 0.77) = 0.66s.$$

4.9.2. Facteur d'amplification dynamique moyen D

Donnée par RPA99/2003.

$$0 < T < T_2 \rightarrow D = 2.5 \eta$$

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$T \geq 3s \rightarrow D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3}$$

Avec : $T_1 = 0.15s$; $T_2 = 0.50s$ (site S3)

Les coefficients dynamiques sont : $D_x = 1.75$ et $D_y = 1.51$.

4.10. Caractéristiques dynamiques de la structure

On peut extraire la participation massique grâce au logiciel SAP, les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

ETUDE DYNAMIQUE

Tableau 4.1. Proportion de participation modale des masses.

MODE	Période (s)	%de la masse modale suivant x	%de la masse modale suivant y	%de la masse modale suivant z	%cumulé de la masse modale suivant x	%cumulé de la masse modale suivant y
1	0,8188	0,0065	0,7631	0,0000	0,0065	0,7631
2	0,8009	0,7573	0,0063	0,0001	0,7638	0,7694
3	0,7311	0,0006	0,0008	0,0000	0,7644	0,7702
4	0,2646	0,0016	0,1261	0,0000	0,7659	0,8963
5	0,2540	0,1193	0,0018	0,0000	0,8852	0,8981
6	0,2261	0,0008	0,0001	0,0000	0,8860	0,8981
7	0,1403	0,0006	0,0447	0,0000	0,8867	0,9429
8	0,1304	0,0466	0,0007	0,0000	0,9333	0,9436
9	0,1133	0,0014	0,0000	0,0000	0,9347	0,9436
10	0,0894	0,0002	0,0227	0,0016	0,9348	0,9663
11	0,0868	0,0003	0,0001	0,5975	0,9351	0,9664
12	0,0808	0,0003	0,0008	0,0071	0,9354	0,9672

Interprétation :

On constate que :

- Le premier mode est une translation suivant Y (76%)
- Le deuxième mode est une translation suivant X (75%)
- La 3ème est une torsion.

Donc le comportement de la structure est bon.

Remarque :

La valeur donnée par SAP vérifie la condition de [l'article 4.2.4.4] des RPA. Ce dernier exige que cette période ne doive pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30%.

Avec : $T_{\text{empirique}}=0.66s$

- T suivant x : $1.3*0.63=0.82s$.
- T suivant y : $1.3* T_{\text{empirique}}=0.860s$.

$T_{\text{dynamique}}$ donné par SAP pour les deux modes vérifie la condition du RPA

$T_{\text{dynamique}} < 1.3T_{\text{statique}}$

- Pour le mode 01 : $T_{\text{dynamique}} = 0.81s < 0.82s$
- Pour le mode 02 : $T_{\text{dynamique}} = 0.80s < 0.860s$.

Donc la condition du RPA [article 4.2.4.4] est vérifiée.

4.11. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article (4.3.6) [2], les combinaisons des valeurs modales ne doivent pas être inférieures à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V. Si cette condition n'est pas vérifiée on doit majorer l'effort tranchant à la base dans le rapport :

$$\frac{0.8V}{V_{dynamique}}$$

L'effort tranchant à la base qu'il faut considérer est donc donné par la formule suivante :

$$V_T = \frac{0.8V}{V_{dynamique}} * V_{dynamique} \dots\dots\dots (4.7)$$

V_T : Effort tranchant majoré.

$V_{dynamique}$: effort tranchant à la base de la structure déterminée par la méthode modale spectrale à l'aide de SAP2000.

V : Effort tranchant à la base de la structure déterminée par la méthode statique équivalente calculé par la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} W$$

W : poids total de la structure donné par SAP2000. $W = 33128$ kN.

Avec $A = 0.15$, $R = 5$, $Q = 1.2$, $D_x = 1.75$, $D_y = 1.51$

$$V_{x \text{ statique}} = 0.063 * W = 2087 \text{ kN}$$

$$V_{y \text{ statique}} : 0.054 * W = 1788 \text{ kN}$$

La vérification de l'effort tranchant à la base de la structure se résume dans le tableau suivant :

Tableau 4.2. vérification de la valeur de l'effort tranchant donnée par SAP2000.

	Statique équivalente		Dynamique spectrale		Vdyn/Vstat %		Vérification de la condition
	Vx	Vy	V _{dynx}	V _{dyny}	X	Y	
Effort tranchant à la base [kN]	2087	1788	1785	1831	85 > 80	102 > 80	Condition vérifiée

➤ Donc on n'a pas besoin de majorer l'effort tranchant.

4.12. Vérification de l'interaction voiles-portiques

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges

ETUDE DYNAMIQUE

horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a- Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma f_{portique}}{\Sigma f_{portique} + \Sigma f_{voile}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma f_{voile}}{\Sigma f_{portique} + \Sigma f_{voile}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau 4.3. vérification de l'interaction sous charge verticales.

Niveau	portique		Voile	
	Effort repris	%repris	Effort repris	%repris
1	31495,50	81,34	7224,40	18,66
2	28053,60	81,38	6416,99	18,62
3	24591,90	80,60	5920,65	19,40
4	21264,00	79,97	5324,55	20,03
5	17828,10	78,66	4836,80	21,34
6	14725,40	77,97	4159,59	22,03
7	11660,20	77,19	3446,20	22,81
8	8741,30	76,85	2633,60	23,15
9	5858,20	76,65	1785,00	23,35
10	2966,70	75,39	968,20	24,60

➤ On constate que l'interaction est vérifiée juste pour les quatre premiers niveaux

b- Sous charges horizontales :

$$\frac{\Sigma f_{portique}}{\Sigma f_{portique} + \Sigma f_{voile}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma f_{voile}}{\Sigma f_{portique} + \Sigma f_{voile}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Tableau 4.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveau	Sens xx				Sens yy			
	V Portique	%V Portique	V Voile	%V Voile	V Portique	%V Portique	V Voile	%V Voile
1	490,86	27,67	1283,40	72,34	795,59	43,70	1024,96	56,30
2	1071,80	62,32	649,47	37,76	1200,84	75,27	395,69	24,80
3	992,57	60,43	651,17	39,64	1059,12	70,22	450,28	29,85
4	1104,49	71,88	435,31	28,33	1106,08	78,25	309,61	21,90
5	796,00	0,57	608,40	0,43	865,44	66,73	432,5	33,35
6	810,80	65,02	439,00	35,20	853,99	73,29	313,37	26,89
7	674,20	63,00	400,10	37,39	651,09	64,51	360,05	35,67
8	599,20	69,55	268,60	31,18	563,25	68,73	259,53	31,67
9	404,00	64,67	229,82	36,79	409,83	68,31	193,66	32,28
10	375,44	80,03	93,67	19,97	343,29	92,95	68,89	18,65

➤ On constate que les deux conditions sont bien vérifiées pour tous les niveaux.

Remarque :

Presque toutes les conditions sont satisfaites donc on peut déduire que l'interaction est vérifiée.

4.13. Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA Art (7.4.3.1)}$$

N : Effort normal maximal. B : La section du Poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression.

Tableau 4.5. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Nu [kN]	B [m ²]	Fc28 [MPa]	N_{rd}	observation
1	2166.48	0.36	25	0,241	vérifiée
2	1928.85	0.36	25	0,214	vérifiée
3	1656.15	0.3	25	0,221	vérifiée
4	1391.10	0.3	25	0,185	vérifiée
5	1143.86	0.25	25	0,183	vérifiée
6	909.25	0.25	25	0,145	vérifiée
7	704.92	0.225	25	0,125	vérifiée
8	513.37	0.225	25	0,091	vérifiée
9	311.64	0.2025	25	0,062	vérifiée
10	164.21	0.2025	25	0,032	vérifiée

➤ On constate que la condition de l'effort normal réduit est bien vérifiée.

4.14. Justification vis-vis à de l'effet P-Δ

L'effet P-delta est un effet non linéaire qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales. C'est un effet de 2ème ordre qui est associé à l'importance de la charge axiale P et le déplacement « delta », l'effet p-delta est aussi lié à :

- L'importance de la charge axiale P.
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Selon RPA (article 5.9), les effets du 2ème ordre (ou effet P-delta) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 ; Avec : $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

$\delta_k = R^* \delta_{ek}$ Avec δ_k : déplacement horizontal de l'étage k.

ETUDE DYNAMIQUE

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de la torsion).

R : coefficient de comportement de la structure. $R=5$

$V_k = \sum_{i=0}^n f_i$ V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

h_k : hauteur de l'étage k.

Si : $0.10 < \Theta_k < 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta)$.

Si : $\Theta_k > 0.20$, la section est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Donc on doit vérifier que les déplacements relatifs d'un étage à un autre ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage. Le tableau suivant résume ces vérifications :

Tableau 4.6. Vérification p-delta suivant les 2 directions.

Etage	h_k (m)	P_k (t)	Suivant x-x			Suivant y-y		
			Δ_k (m)	V_k (t)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (t)	θ_k
1	3,06	3668,9	0,005	166,2	0,036	0,006	164,90	0,0430
2	3,06	3263,1	0,008	160,4	0,053	0,0075	144,50	0,0543
3	3,06	3885,8	0,0085	153,7	0,070	0,009	136,10	0,0609
4	3,06	3514	0,009	143,7	0,072	0,0085	127,20	0,0536
5	3,06	2142,2	0,009	131,2	0,048	0,009	116,60	0,0532
6	3,06	1784,8	0,0085	112,7	0,044	0,0085	104,90	0,0462
7	3,06	1427,5	0,0075	100,1	0,035	0,0075	90,70	0,0380
8	3,06	1075	0,0065	80,6	0,028	0,007	74,20	0,0325
9	3,06	722,4	0,005	48,5	0,024	0,0055	54,40	0,0232
10	3,06	372,3	0,0045	34,44	0,016	0,0045	34,00	0,0156

Remarque :

On constate que la condition $\Theta_k \leq 0.1$ est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ est négligeable dans les calculs, et d'autre part les déplacements relatifs inter-étages (Δ_k) ne dépassent pas la valeur limite inter-étages (1% de la hauteur d'étage soit 3 cm).

4.15. Conclusion

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu les contraintes architecturales de la structure.

Après plusieurs essais (en augmentant la section des poteaux - poutres et changement de la position des voiles), on est arrivé à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique).

On a également vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- delta).

ETUDE DYNAMIQUE

Après la modélisation, on adopte les sections de poteaux et poutres suivantes :

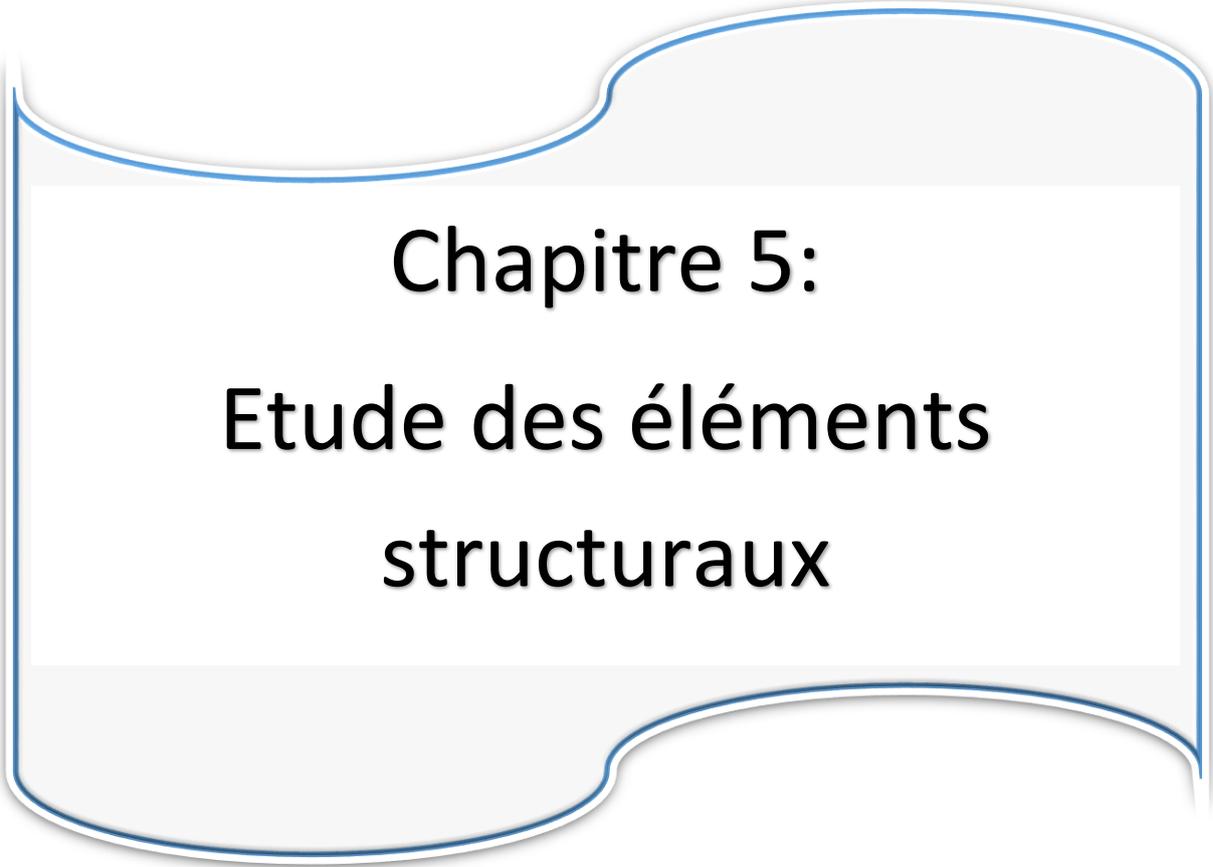
Poutre principale : 30x45

Poutre secondaire : 30x40.

Pour les poteaux on fait une réduction pour chaque deux niveau :

Tableau 4.7. Les dimensions des poteaux après modélisation.

Niveau	La section
1 ^{er} et 2 ^e	60x60
3 ^e et 4 ^e	60x55
5 ^e et 6 ^e	50x50
7 ^e et 8 ^{ème}	50x45
9 ^e et 10 ^{ème}	45x45



Chapitre 5:
Etude des éléments
structuraux

5.1. Introduction

Après la détermination des sollicitations (N, M, T) par logiciel SAP2000, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre structure. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul béton armé CBA 93, RPA 99/2003 et BAEL.

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer la résistance, la ductilité et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant donc ils seront calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants sont calculés à la flexion simple.
- Les voiles sont soumis aux efforts normaux ainsi à la plus grande partie des efforts tranchants engendrés par l'action sismique.

5.2. Etude 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 :

- G+Q
- 1.35G+1.5Q
- G+Q±Ex
- G+Q±Ey
- 0.8G±Ex
- 0.8G±Ey

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant

$M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$N_{min} \rightarrow M$ correspondant

5.2.1. Recommandation du RPA99 :

a. Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8 % $b_1 \cdot h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

$$l' = 2h$$

h_e : la hauteur de l'étage.

b_1 et h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

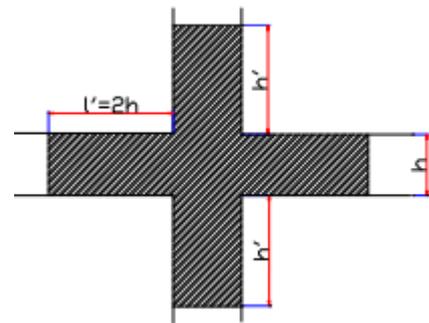


Figure 5.1 zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau 5.1. armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	Amax RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1^{er} étage	60x60	28.8	144	216
2^{eme} et 3^e	60x55	26.4	132	180
4^e et 5^e	50x50	20	100	150
6^{et} 7^e	50x45	18	90	135
8^e et 9^{eme}	45x45	16.2	81	121.5

b. armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{st} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{art 7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

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.

St : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale $St \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante $St \leq 15\phi_l$ en zone Ia et IIa.

Où :

ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

— La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{stb_1}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{min} = 0.3\%(St.b)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{min} = 0.8\%(St.b)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = (l_f/i)$$

Avec :

l_f : longueur de flambement du poteau.

I : rayon de giration.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_t$ 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.

5.2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont données grâce au logiciel SAP, résumées dans le tableau ci-dessous :

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 5.2.sollicitation dans les poteaux.

Niveau	$N_{max}[kN] \rightarrow M_{cor}[kN.m]$	$M_{max}[kN.m] \rightarrow N_{cor}[kN]$	$N_{min}[kN] \rightarrow M_{cor}[kN.m]$	$V[kN]$
RDC et 1 ^{er} étages	-2283.515 1.51	144.89 -863.564	411.543 4.86	126.16
2 ^e et 3 ^e étages	-1752.63 -4.31	140.64 -951.89	-81.027 9.46	-103.27
4 ^e et 5 ^e étages	-1304.40 -10.09	-103.09 -729.42	-121.66 6.62	-82.75
6 ^e et 7 ^e étage	-868.08 -0.14	-89.50 -574.43	-12.049 4.89	-62.69
8 ^e et 9 ^e étages	-439.55 5.87	72.38 -126.45	29.97 7.38	-43.91

5.2.3. Ferrailage des poteaux

a- Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont donnés par le logiciel SOCOTEC, récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.3.les armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section	A calculée [cm ²]	Amin RPA [cm ²]	A adoptée [cm ²]
RDC et 1 ^{er} étage	60x60	5.36	28.8	12HA20=37.72
2 ^e et 3 ^e étages	60x55	1.69	26.4	8HA16+4HA20=28.65
4 ^e et 5 ^e étages	50x50	0.00	20	8HA14+4HA20=24.88
6 ^e et 7 ^e étage	50x45	0.06	18	8HA10+4HA20=18.85
8 ^e et 9 ^e étages	45x45	0.93	16.2	12HA14=18.47

b- les armatures transversales :

➤ Condition d'espacement :

- dans la zone nodale : $St \leq \text{Min}(10\phi=12\text{cm}, 15\text{ cm})$ donc on prend $St=10\text{ cm}$.
- Dans la zone courante : $St \leq 15\phi=15*1.2=18\text{ cm}$ donc on prend $St=15\text{ cm}$.

Puisque $\lambda g = \frac{0.7*(408-45)}{60/\sqrt{12}} = 14.6 > 5$ donc $\rho_a = 2.5$

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 5.4.armatures transversales dans les poteaux

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^e et 3 ^e étages	4 ^e et 5 ^e étages	6 ^e et 7 ^e étages	8 ^e et 9 ^e étages
Section	60x60	60x60	60x55	50x50	50x45	45x45
Φ_{lmin} [cm]	2.0	2.0	1.6	1.2	1.2	1.2
Lf [cm]	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.76	3.57	3.57	4.28	4.28	4.76
Vu [kN]	126.16	126.16	-103.27	-82.75	-62.69	43.91
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
St en zone nodale [cm]	10	10	10	10	10	10
St en zone courante [cm]	15	15	15	15	15	15
At [cm ²]	1.97	1.97	1.61	1.55	1.17	0.91
Atmin [cm ²]	2.7	2.7	2.48	2.25	2.03	2.03
A adoptée	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
Nbre de barres	6T8	6T8	6T8	6T8	6T8	6T8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \geq \Phi_{lmax}/3 = 20/3 = 6.67 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

5.2.3.1. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b}{3}(v^3 + v'^3) + 15A_s' (v-d')^2 + 15A_s (d-v)^2$$

$$A' = 0 \rightarrow I = \frac{b}{3}(v^3 + v'^3) + 15A_s (d-v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9h$$

$$B = b \cdot h + 15A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 5.5 vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	section	d (cm)	As (cm ²)	v (m)	v' (m)	I (m ⁴)	Nser (kN)	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
RDC	60x60	54	31.4	0,328	0,06	0,0207	1634,09	18,33	4,830	15
1 ^e étage	60x60	54	31.4	0,328	0,06	0,0207	1339,22	31,04	4,213	15
2 ^e étage	60x55	54	28.1	0,327	0,06	0,0186	1142,32	18,27	3,783	15
3 ^e étage	60x55	54	28.1	0,327	0,06	0,0186	1052,18	32,11	3,753	15
4 ^e étage	50x50	45	20.3	0,272	0,05	0,0095	880,65	-20,60	2,931	15
5 ^e étage	50x50	45	20.3	0,272	0,05	0,0095	730,78	21,48	3,540	15
6 ^e étage	50x45	45	18.0	0,271	0,05	0,0084	583,66	19,09	3,209	15
7 ^e étage	50x45	45	18.0	0,271	0,05	0,0084	445,21	24,76	2,777	15
8 ^e étage	45x45	40.5	16.9	0,245	0,045	0,0063	289,23	-21,07	0,612	15
9 ^e étage	45x45	40.5	16.9	0,245	0,045	0,0063	156,26	29,15	1,900	15

➤ La condition $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ est vérifiée

5.2.3.2. Vérification aux sollicitations tangentés :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique). Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6. vérification des contraintes tangentés.

Niveau	section	Lf (cm)	λg	ρ_d	d	Vu	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$
RDC	60x60	285.6	4.76	0.04	54	126.16	0,389	1
1 ^e étage	60x60	214.2	3.57	0.04	54	126.16	0,389	1
2 ^e et 3 ^e étages	60x55	214.2	3.57	0.04	54	-103.27	0,348	1
4 ^e et 5 ^e	50x50	214.2	4.28	0.04	45	-82.75	0,368	1
6 ^e et 7 ^e	50x45	214.2	4.28	0.04	45	-62.69	0,310	1
8 ^e et 9 ^e étages	45x45	214.2	4.76	0.04	40.5	-43.91	0,244	1

➤ La condition $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$ est aussi vérifiée.

5.2.4. Disposition constructive

- Longueur des crochets :

$$L=10\Phi_t=10*0.8=8 \text{ cm}$$

- La longueur minimale des recouvrements est :

$$L_r = 40\phi = 40*2,0 = 80\text{cm, Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

- Les dimensions de la zone nodale sont :

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$$l' = 2h$$

$$\text{RDC: } h' = \text{max} (408/6; 60; 60; 60) = 68 \text{ cm}$$

$$l' = 120 \text{ cm}$$

$$1^{\text{e}} \text{ étage : } h' = 60 \text{ cm et } l' = 120 \text{ cm}$$

$$2^{\text{e}} \text{ et } 3^{\text{e}} \text{ étages : } h' = 60 \text{ cm et } l' = 120 \text{ cm}$$

$$4^{\text{e}} \text{ et } 5^{\text{e}} \text{ étages : } h' = 60 \text{ cm et } l' = 100 \text{ cm}$$

$$6^{\text{e}} \text{ et } 7^{\text{e}} \text{ étages : } h' = 60 \text{ cm et } l' = 100 \text{ cm}$$

$$8^{\text{e}} \text{ et } 9^{\text{e}} \text{ étages : } h' = 60 \text{ cm et } l' = 90 \text{ cm.}$$

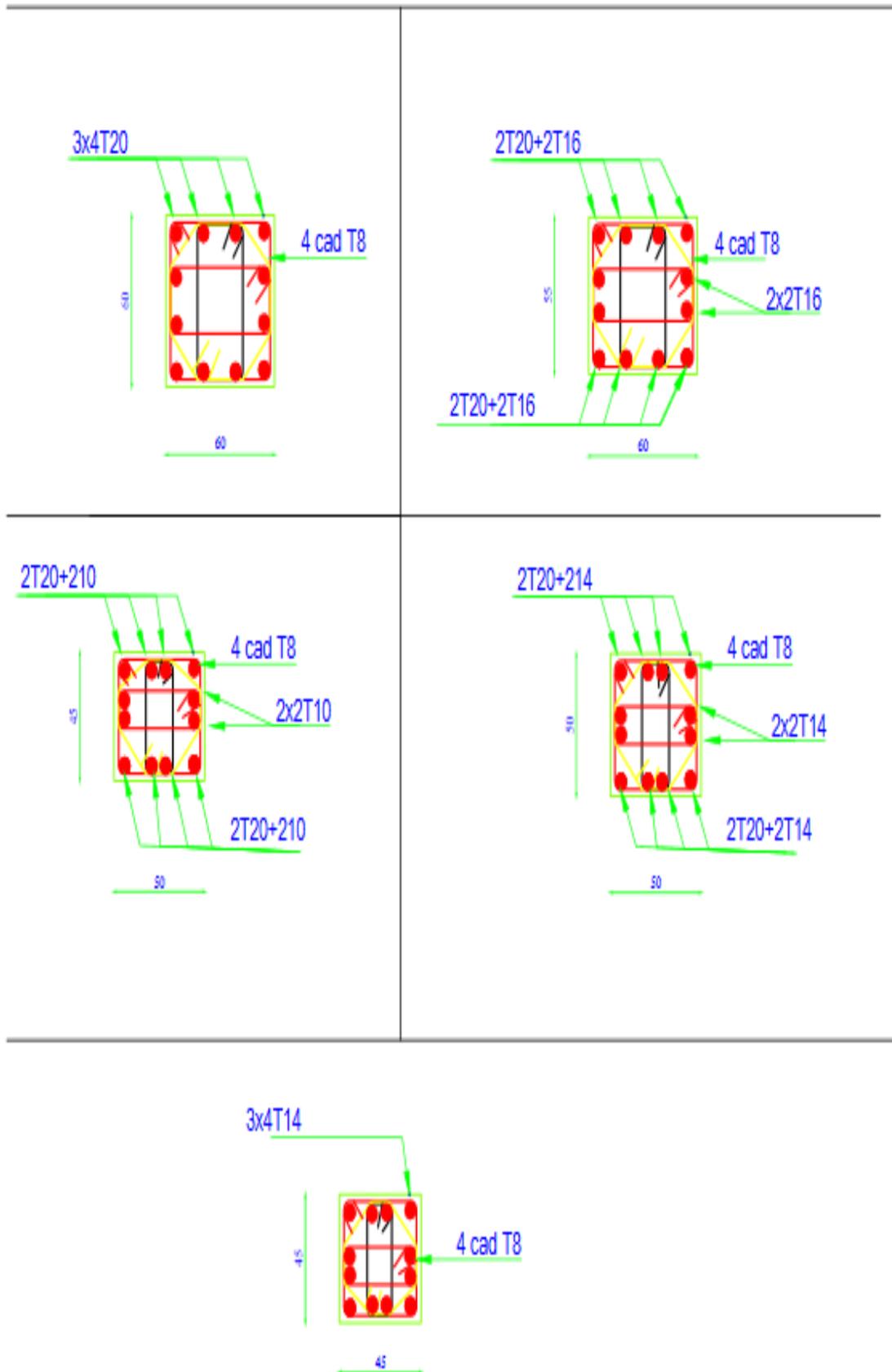


Figure 5.2 Schéma du ferrillage des poteaux.

5.3. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- G+Q
- 1.35G+1.5Q **RPA99 (Article 5.2)**
- G+Q±E
- 0.8G±E

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage. Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers donné par le RPA 99 en zone IIa.

5.3.1. Recommandations du RPA

a. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{(Art: 7.5.1)}$$

b. Ferrailage :

- **Les armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% (b h) en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % (b h) En zone courante
 - 6% (b h) en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ En zone IIa .avec ϕ : le diamètre maximal
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
- **Les armatures transversales :**
 - La quantité d’armature transversale minimale est donnée par : $A = 0,003 S_b$
 - L’espacement maximum entre les armatures transversales est comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : Minimum de : $S \leq \min (h/4 ; 12\phi_l)$.
 - En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$ 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.

5.3.2. Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{smin} = 0.23bd.ft28/f_e \quad (\text{Condition de non fragilité})$$

5.3.3 Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales :

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003.

Les Résultats de ferrailages des poutres, calculées par le logiciel SOCOTEC, sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.7. Ferrailage longitudinales des poutres.

Type de poutre	Section	Localisation	Moment (kN.m)	A (SAP) (Cm ²)	Amin (Cm ²)	A adoptée (Cm ²)
Poutres principales	30x45	Travée	50.63	3.55	6.75	2T20+1T14=7.82
		Appui	-123.92	7.82		3T14+3T12=8.01
Poutres secondaires	30x40	Travée	47.96	3.76	6.00	3T16=6.03
		Appui	-95.70	6.79		3T14+3T12=8.01

- Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

• Poutres principales :

En zone courante : $A_{\max}=4\%b.h=0.04*30*45=54 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{\max}=6\%30*45=81 \text{ cm}^2 > A$ condition vérifiée.

• Poutres secondaires

En zone courante : $A_{\max}=4\%b.h=0.04*30*40=48 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{\max}=6\%30*40=72 \text{ cm}^2 > A$ condition vérifiée.

La longueur de recouvrement :

$\Phi 14$: $l_r=40*1.4=56 \text{ cm}$

$\Phi 16$: $l_r=40*1.6=64 \text{ cm}$.

b) Les armatures transversales :

Calcul de ϕ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t < \min (h/35 ; b/10 ; \phi_{t\min})$$

Soit $\phi_t=8\text{mm}$.

$A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$ Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres.

Calcul de l'espacement :

Selon RPA

➤ Zone nodale : $St \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l\min} ; 30 \text{ cm})$.

Poutres principales : $St \leq \min(11.25 ; 14.4 ; 30 \text{ cm})$.

Poutres secondaire : $St \leq \min(10 ; 14.4 ; 30 \text{ cm})$.

On prend : $St=10 \text{ cm}$.

➤ Zone courante : $St \leq h/2$

Poutres principales : $St \leq 45/2=22.5$

Poutres secondaires : $St \leq 40/2=20$

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

$A_{\min}=0.003.St.d=1.71\text{cm}^2$.

$A_t=2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}=1.71 \text{ cm}^2$ C'est vérifié.

5.3.4. Vérification à l'ELU

– **Condition de non fragilité :**

$A_{min}=0.23bd.f_{t28}/f_e = 1.37 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

– **Contrainte tangentielle maximale :**

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

$\tau_{bu}=v_u/bd$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu}=\min (0.13f_c28 ; 4\text{MPa})=3.25 \text{ MPa}$

Tableau 5.8.verification de l'effort tranchant.

Type de poutres	VU	τ_{bu}	observation
Poutres principales	126.926	0.98	Condition vérifiée
Poutres secondaires	68.046	0.59	Condition vérifiée

La condition est vérifiée donc on n'aura pas risque de cisaillement.

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

Poutre principale :

Appui intermédiaire :

$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \rightarrow \frac{1.15}{400} \left(126.92 + \frac{-123.92}{0.9*0.43} \right) = -5.5 < 0$ aucune vérification à faire.

Appui de rive :

$A_l \geq \frac{1.15V_u}{f_e} \rightarrow 1.15 * 126.92/400=3.64 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Poutre secondaire

Appui intermédiaire :

$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \rightarrow \frac{1.15}{400} \left(68.046 + \frac{-95.70}{0.9*0.43} \right) = -5.1 < 0$ aucune vérification à faire.

Appui de rive :

$A_l \geq \frac{1.15V_u}{f_e} \rightarrow 1.15 * 68.046/400=2.53 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.3.5. Vérification à l'ELS :

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

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} . y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}.$

Calcul de y : $\frac{by^2}{2} + 15(As + As')y - 15(dAs + d'As') = 0$

Donc on aura : $0.5by^2 + 15 As (y-d) = 0$

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Et on a : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A_s (d-y)^2$.

Tableau 5.9.verification de compression du béton.

poutre	localisation	Mser (kN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
principale	Travée	36.31	22.90	0,00162	5,140	15
	Appui	-72.37	24.33	0,00186	9,471	15
secondaire	Travée	34.74	21.66	0,00112	6,299	15
	Appui	-42.92	22.90	0,00129	7,194	15

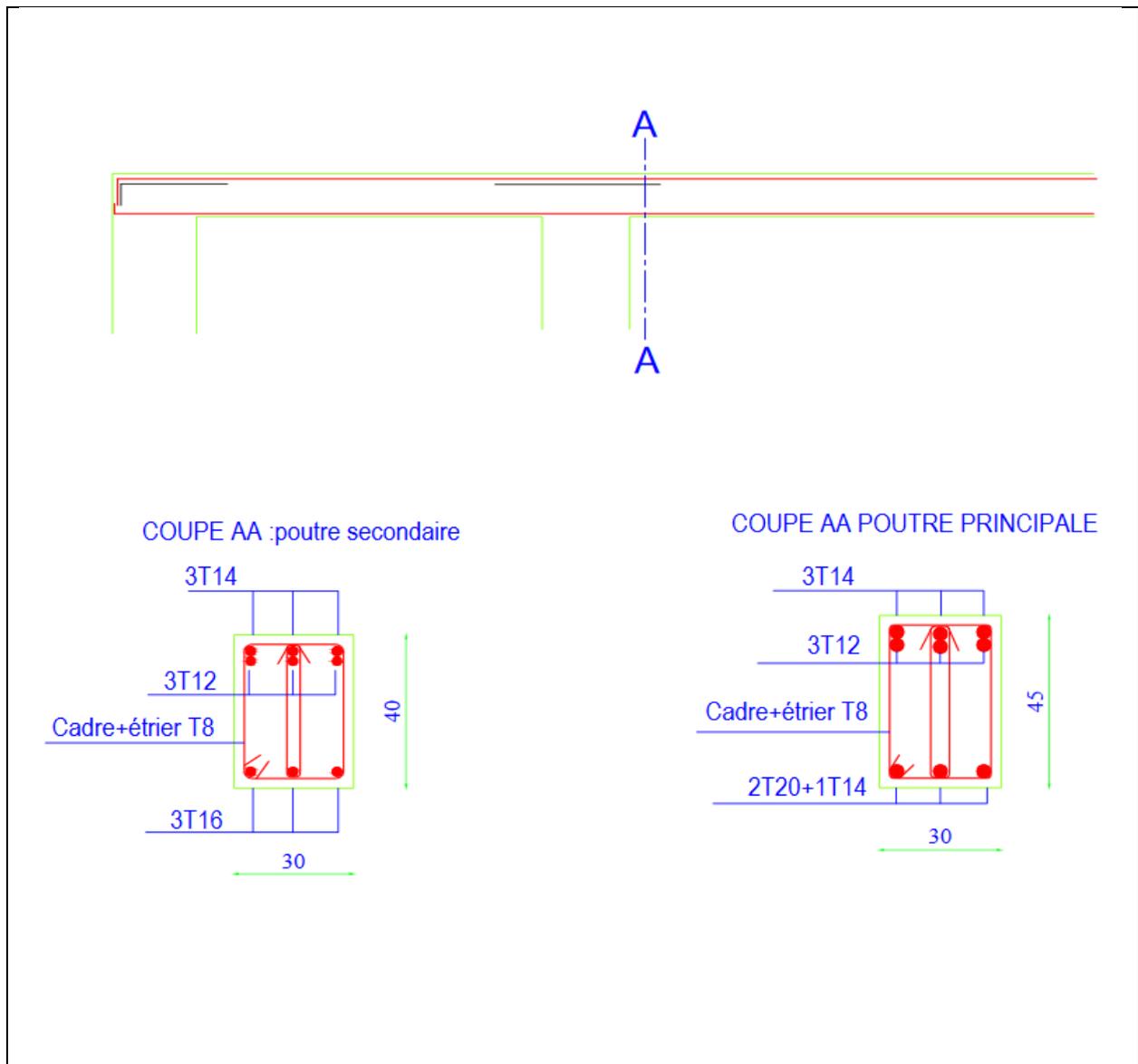


Figure 5.3. Schéma du ferrailage des poutres.

5.4. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (**3.4.A.1.a**), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Leur position dans notre structure est représentée dans la figure ci-dessous :

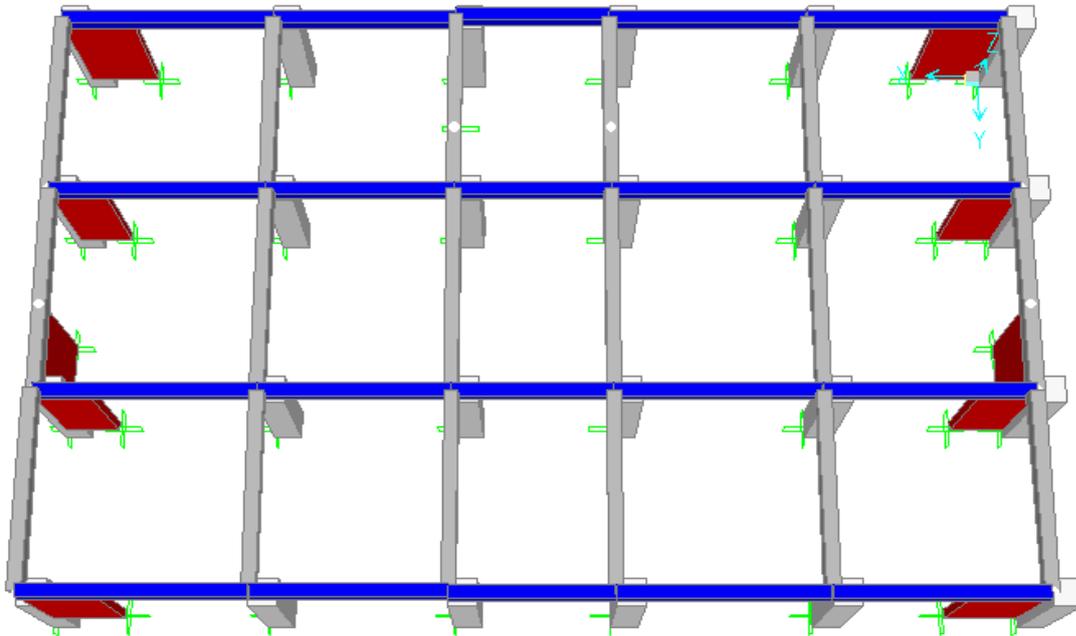


Figure 5.4. l'emplacement des voiles.

5.4.1. Définition

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y). Un voile travail comme une console encastrée à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

Voile élancé : $h/l > 1.5$

Voile court : $h/l < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causé par ces sollicitations :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

5.4.2 Recommandation du RPA

a. Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :
- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min}=0.2L_t e$. Avec :
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $st < e$ (e : épaisseur du voile)
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

c. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj}=1.1V/f_e \text{ avec } V =1.4V_u.$$

e. règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min}=0.15\%bh$ Dans la section globale du voile

$A_{min}=0.10\%bh$ Dans la zone courante.

$$\Phi \leq \frac{1}{10} e \text{ (exception faite pour les zones d'about)}$$

- L'espacement $St = \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :

40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible. 20 ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

5.4.3 Le ferrailage

a. Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (bxh). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99/2003

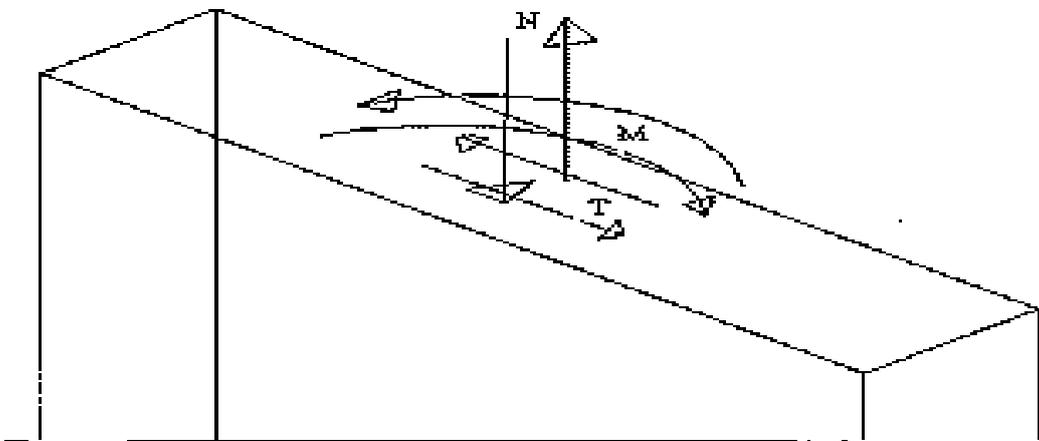


Figure 5.5. Section du voile soumis à la flexion composée

b. Les armatures horizontales :

Le voile est soumis à la flexion composée, on détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{MY}{I}$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

On distingue trois cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET) (pas de zone comprimée) → calcul le volume des contraintes de traction F_t .

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

D'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_e$. Et on compare A_v avec la section minimale exigée par RPA A_{min} .

- Si σ_1 et σ_2 sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC). (Pas de zones tendues). Donc la section d'armatures est donnée par RPA A_{min} .
- Si σ_1 et σ_2 sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

Les résultats de ferraillements seront récapitulés dans le tableau ci-après où :

$A_v^{min}/voile$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_{min} = (0,15\% b l)$.

$A_v^{calculé}/face$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{adopté}/face$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

St : Espacement.

$A_h^{min}/voile$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet. $A_{hmin} (0,15\% bl)$

$A_h^{calculé}/face$: Section d'armature horizontale calculée

$A_h^{adopté}/ml$: Section d'armature adoptée pour un mètre linéaire.

Nbre/ml: Nombre de barres adopté par un mètre linéaire.

– Calcul du ferraillement du voile :

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 :

- Aux états limites (ELU, ELS) d'après le DTR (B.C.2.42)
- Les combinaisons sismiques ($G+Q \pm E$ et $0.8G \pm E$) d'après RPA99/2003.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Sens xx : Voile01

Tableau 5.10. Ferrailage du voile01

Niveau	RDC+1 ^e étages	2 ^e , 3, 4 et 5e étages	6, 7,8 et 9 ^e étages
Section	160x20	160x20	160x20
N (KN)	1158.68	835.70	514.13
M (kN.m)	-738.53	-172.95	103.38
V (kN)	-235.58	-90.72	69.70
A _{min} (cm ²)	4.8	4.8	4.8
A _{calculé/face} (cm ²)	0.104	14.49	8.84
A _{adopté/face} (cm ²)	10.17	18.09	18.09
Nbre de barre/face	9T12	9T16	9T16
St (cm)	15	15	15
A _h calculé/face (cm ²)	1.43	0.55	9.18
A _h min/ml (cm ²)	0.60	9.18	9.8
A _h adopté/ml (cm ²)	7.11	10.17	10.17
Nbre de barre/face/ml	9T10	9T12	9T12
St (cm)	15	15	15

Sens xx : voile02

Tableau 5.11. Ferrailage du voile02

Niveau	RDC+1 ^e étages	2 ^e , 3, 4 et 5e étages	6, 7,8 et 9 ^e étages
Section	120x20	120x20	120x20
N (KN)	861.94	643.90	402.16
M (kN.m)	-407.04	143.41	81.37
V (kN)	-145.09	89.82	61.79
A _{min} (cm ²)	3.60	3.60	3.60
A _{calculé/face} (cm ²)	0.21	10.72	6.50
A _{adopté/face} (cm ²)	10.17	13.86	10.17
Nbre de barre/face	9T12	9T14	9T12
St (cm)	15	15	15
A _h calculé/face (cm ²)	1.17	0.73	0.50
A _h min/ml (cm ²)	0.60	0.60	0.60
A _h adopté/ml (cm ²)	7.11	7.11	7.11
Nbre de barre/face/ml	9T10	9T10	9T10
St (cm)	15	15	15

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Sens xx : Voile 03

Tableau 5.12.ferraillage du voile03

Niveau	RDC+1 ^e étages	2 ^e , 3, 4 et 5e étages	6, 7,8 et 9 ^e étages
Section	120x20	120x20	120x20
N (KN)	978.10	586.47	347.36
M (kN.m)	-401.43	-3360.58	-2342.13
V (kN)	-143.037	-83.49	-59.36
A _{min} (cm ²)	3.60	3.60	3.60
A _{calculé} /face (cm ²)	1.67	-72.74	-51.40
A _{adopté} /face (cm ²)	10.17	10.17	10.17
Nbre de barre/face	9T12	9T12	9T12
St (cm)	15	15	15
A _h calculé/face (cm ²)	1.16	0.68	0.48
A _h min/ml (cm ²)	0.60	0.60	0.60
A _h adopté/ml (cm ²)	7.11	7.11	7.11
Nbre de barre/face/ml	9T10	9T10	9T10
St (cm)	15	15	15

Sens xx : voile 04

Tableau 5.13.ferraillage du voile04

Niveau	RDC+1 ^e étages	2 ^e , 3, 4 et 5e étages	6, 7,8 et 9 ^e étages
Section	160x20	160x20	160x20
N (KN)	1107.94	772.44	479.15
M (kN.m)	-694.65	-4675.04	100.72
V (kN)	-217.69	105.63	70.59
A _{min} (cm ²)	4.80	4.80	4.80
A _{calculé} /face (cm ²)	0.30	-73.69	8.34
A _{adopté} /face (cm ²)	10.17	10.17	10.17
Nbre de barre/face	9T12	9T12	9T12
St (cm)	15	15	15
A _h calculé/face (cm ²)	1.32	0.64	0.57
A _h min/ml (cm ²)	0.60	0.60	0.60
A _h adopté/ml (cm ²)	7.11	7.11	7.11
Nbre de barre/face/ml	9T10	9T10	9T10
St (cm)	15	15	15

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Sens yy :

Tableau 5.14.ferrailage du voile yy

Niveau	RDC+1 ^e étages	2 ^e , 3, 4 et 5e étages	6, 7,8 et 9 ^e étages
Section	120x20	120x20	120x20
N (KN)	978.10	586.47	347.36
M (kN.m)	-401.43	-3360.58	-2342.13
V (kN)	-143.037	-83.49	-59.36
A _{min} (cm ²)	3.60	3.60	3.60
A _{calculé} /face (cm ²)	1.67	1.3	12.07
A _{adopté} /face (cm ²)	10.17	10.17	13.86
Nbre de barre/face	9T12	9T12	9T14
St (cm)	15	15	15
A _h calculé/face (cm ²)	1.16	1.02	0.75
A _h min/ml (cm ²)	0.60	0.60	9.18
A _h adopté/ml (cm ²)	7.11	7.11	10.17
Nbre de barre/face/ml	9T10	9T10	9T12
St (cm)	15	15	15

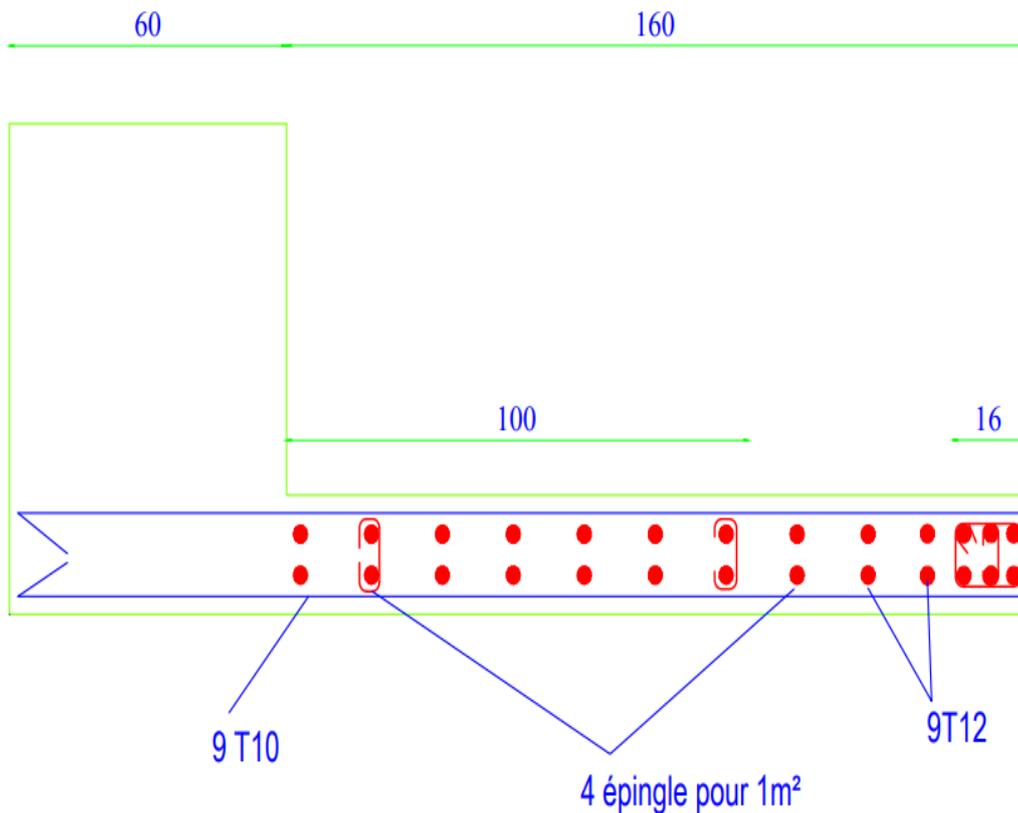
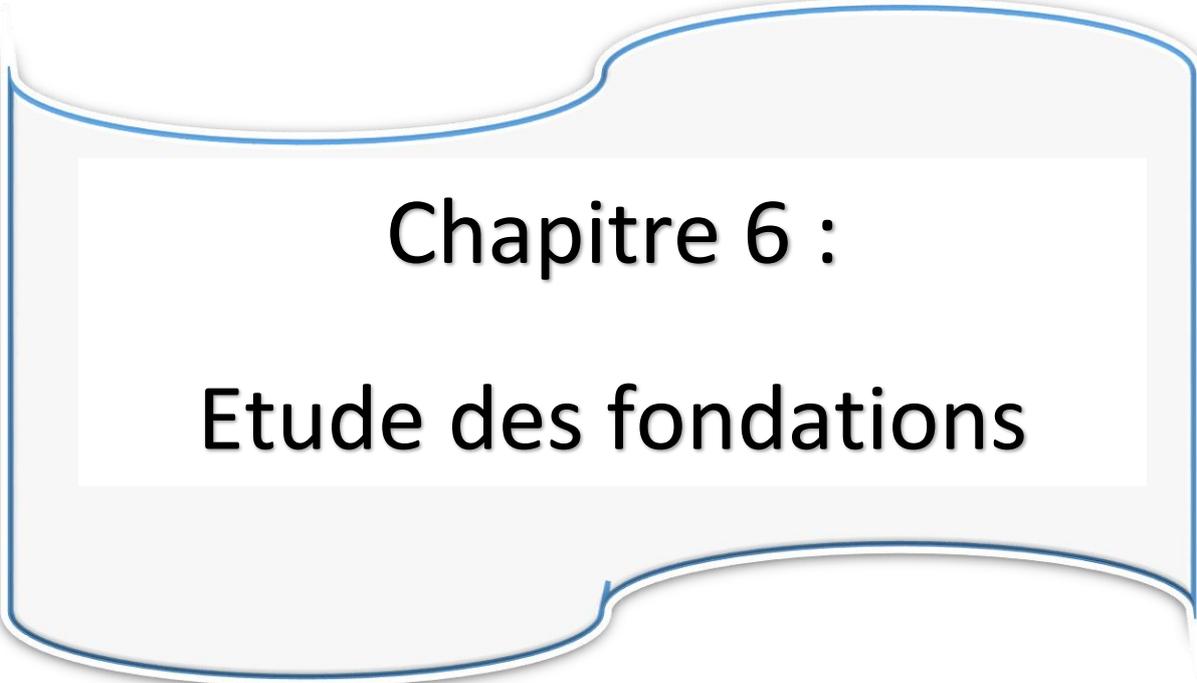


Figure5.6. Schéma du ferrailage du voile 04

5.5. Conclusion

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.



Chapitre 6 :
Etude des fondations

6.1. Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels.

Son dimensionnement passe nécessairement par la connaissance des caractéristiques du sol, en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment. Plusieurs types de fondations sont à prévoir selon :

- type de l'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

6.2. Combinaison de calcul

Les calculs des fondations sont effectués à (E.L.S) pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique S'effectue à (E.L.U).

6.3. Caractéristiques du sol

Dans le rapport du sol donné par le laboratoire d'analyse de sol et de contrôle (LASC), pour le calcul des fondations, la contrainte admissible du sol est de $\bar{\sigma}_{adm}=1.60$ bars et la profondeur d'encrage est de $D=1.50$ m.

6.4. Choix du type de fondation

Le sol d'assise a une bonne capacité portante à 1.5m de profondeur, on va donc choisir des fondations superficielles :

- Semelles isolées
- Semelles filantes.
- Radier général.

6.4.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section ($a \times b$) d'où les semelles sont rectangulaires ($A \times B$).

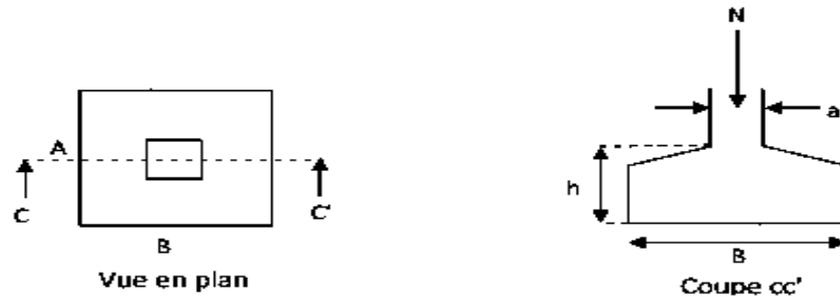


Figure 6.1. schéma de la semelle isolée.

Soit : N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :
 $N_{ser} = 1658.90 \text{ kN}$

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1658.90}{160}} = 3.22 \text{ m.}$$

$$B \geq 3.22 \text{ m.}^2$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

6.4.2 Vérification des semelles filantes

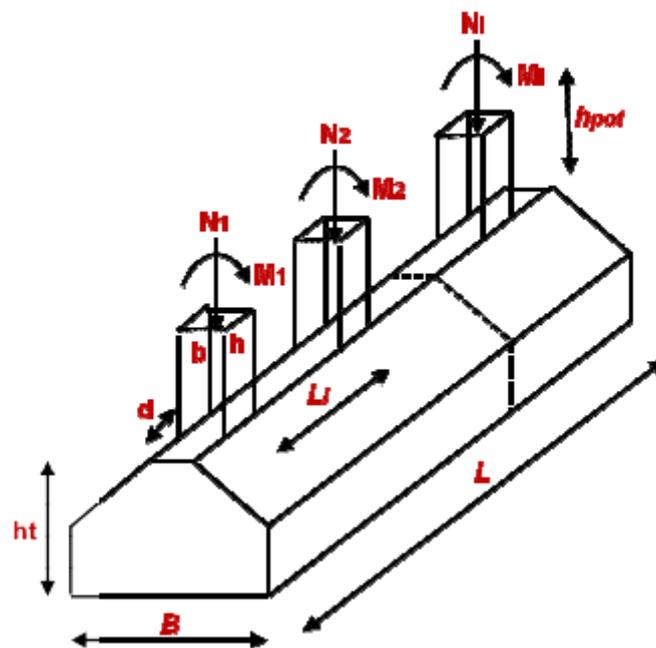


Figure 6.2. semelles filantes sous poteaux.

On choisit une semelle filante de longueur **L** et largeur **B**, située sous un portique de 4 poteaux. (On choisit le portique le plus sollicité donc c'est suivant le sens porteur yy)

$$L=13.60 \text{ m}$$

$$N_{\text{Tot}}=N_{\text{Bat}}+N_{\text{Semelle}}+N_{\text{Terre}}$$

$$N_{\text{bat}}=\sum N_i=6132.76 \text{ kN.}$$

$$N_{\text{semelle}}=S_{\text{semelle}} * L * 25=244.8 \text{ kN.}$$

$$N_{\text{terre}}=\rho_{\text{terre}} * B * L * (D-(h_r+35))=330.48 \text{ kN.}$$

$$N_{\text{Tot}}=6708.04 \text{ kN.}$$

La vérification à faire est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} \rightarrow \bar{\sigma} \geq \frac{N}{B * L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} * L}$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} * L} = \frac{6708.04}{160 * 13.60} = 3.0 \text{ m.}$$

$$e \geq \frac{B-a}{4} + 5 \text{ cm} = 75 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{semelle}}=254 \text{ m}^2$$

$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}}=254/300=84\% \rightarrow$ la surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface du bâtiment.

Remarque : Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

6.4.3. Radier général

Le radier général intéresse à l'ensemble de la construction, c'est-à-dire qu'il répartit sur le sol de fondation l'ensemble des charges transmises par la superstructure et par l'intermédiaire des poteaux, des murs ou des voiles. Le radier travaille comme un plancher renversé.

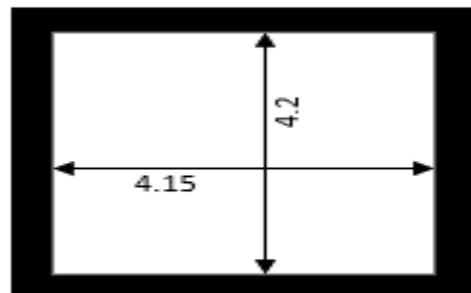


Figure 6.3 dimension du panneau le plus sollicité
(Dalle sur 4 appuis).

6.4.3.1. Dimensionnement :

a. Condition de coffrage :

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$h \geq 42 \text{ cm}$$

On prend $h=50 \text{ cm}$.

b. condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\text{max}}$$

L_e : longueur élastique qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, E=32146.18 MPa.

I : Inertie d'une bande de 1m de radier.

K : Coefficient de raideur du sol, K=40 MN/m³.

b : Largeur du radier (bande de 1m)

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{E \pi^4}} \rightarrow h \geq 57 \text{ cm}$$

c. condition du non poinçonnement:

Le poinçonnement d'une dalle se manifeste lorsque celle-ci est sollicitée par des charges concentrées élevées. Par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.



Figure 6.4. présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

Résistance au poinçonnement est satisfaite par la condition suivante :

$$Nu \leq 0.045 \times \mu_c \times f_{c28} \times h \quad \text{(CBA 93 « Art 5-2-4-2 p 48 »)}$$

Avec :

Nu : l'effort normal sur le poteau.

μ_c : le perimetre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

h : l'épaisseur du radier ou dalle.

$$Nu = 2279.72 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 60 + h \\ B = 60 + h \end{cases}$$

$$\mu c = 4.80 \text{ m}$$

$$Nu \leq 0.045 \cdot (60+h) \cdot 4 \cdot 25 \cdot h$$

$$h \geq 46 \text{ cm}$$

❖ Calcul de la surface du radier :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = 36760.39 / 160 = 229.75 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 300 \text{ m}^2$$

$S_{\text{radier}} < S_{\text{batiment}}$ donc le radier comporte pas de débord.

On opte pour une surface $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 300 \text{ m}^2$

1. condition de non cisaillement :

La contrainte de cisaillement maximale pour une bande de largeur 1m et une épaisseur d ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$Vu = \frac{N_u^{\text{total}} \cdot L_{\text{max}}}{2S} \text{ avec } N_u^{\text{total}} = Nu \text{ (bâtiment)} + Nu \text{ (radier)} = 50475.86 + 4500$$

$$Vu = 384.83 \text{ KN.}$$

$$d \geq \frac{Vu}{\bar{\tau}_u \cdot b} = 15.36 \text{ cm}$$

$$h = d / 0.9 = 17.07 \text{ cm}$$

2. prédimensionnement de la dalle du radier :

$$h_r \geq L_{\text{max}} / 20$$

$$h_r \geq 21 \text{ cm}$$

• Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à opter est :

$$h_r \geq \max(21; 17)$$

– on opte : $h_r = 40 \text{ cm}$.

– pour la nervure : $h \geq \max(50 ; 46 ; 57)$ on opte $h = 90 \text{ cm}$.

➤ Vérification des contraintes dans le sol :

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$X_G = 10.785$$

$$Y_G=6.95$$

$$S_{radier}=300 \text{ m}^2$$

$$I_{xx}=A \cdot B^3/12=21.57 \cdot 13.90^3/12=4827.40 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy}=B \cdot A^3/12=13.90 \cdot 21.57^3/12=11624.75 \text{ m}^4.$$

- **Dans le sens xx**

$$\sigma_{1,2}=\frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_y X_G}{I_Y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base.

$$N=36760.39 \text{ KN} \quad \text{Et} \quad M_y=36727.44 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1=\frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_y X_G}{I_Y} = \frac{36760.39}{300} + \frac{36727.44 \cdot 10.78}{11624.75} = 156.59 \text{ kPa.}$$

$$\sigma_2=\frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_y X_G}{I_Y} = \frac{36760.39}{300} - \frac{36727.44 \cdot 10.78}{11624.75} = 88.47 \text{ kPa.}$$

$$\sigma_{moy}=\frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 0.13 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.18 \text{ MPa.}$$

Donc la condition est vérifiée dans le sens xx.

- **Dans le sens yy :**

$$N=36760.39 \text{ KN} \quad \text{Et} \quad M_x=36288.83 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1=\frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_x Y_G}{I_x} = \frac{36760.39}{300} + \frac{36288.83 \cdot 6.95}{4827.40} = 174.77 \text{ kPa.}$$

$$\sigma_2=\frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_x Y_G}{I_x} = \frac{36760.39}{300} - \frac{36288.83 \cdot 6.95}{4827.40} = 70.28 \text{ kPa.}$$

$$\sigma_{moy}=\frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 0.14 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.18 \text{ MPa.}$$

Donc la condition est vérifiée dans le sens yy.

➤ **Vérification au renversement:**

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e=\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Sens xx : $e=\frac{M_x}{N} = 36288.83/36760.39=0.98$

$$B/4=21.57/4=5.39 \text{ cm}$$

Sens yy : $e=\frac{M_y}{N}=36727.44/36760.39=0.99$

$$B/4=13.90/4=3.40 \text{ cm}$$

La Condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la pression hydrostatique :**

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous-pression, on doit vérifier également cette condition :

$$N \geq \gamma_w * S * Z * F_s$$

F_s : Coefficient de sécurité=1.5

γ_w : Poids volumique de l'eau 10 KN/m³.

S : surface du radier, s=300 m²

Z : hauteur d'encrage, Z=1.5m.

6502.50 kN < 36760 kN. **La Condition est vérifiée.**

Donc il n'y a pas risque de soulèvement.

6.5. Calcul du ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

6.5.1. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{50475.86}{300} = 168.25 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{36760.39}{300} = 122.53 \text{ kN/m}^2.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 4.15/4.20 = 0.98 > 0.4$$

Donc c'est une dalle sur 4 appuis, la dalle travaille dans les deux directions.

➤ **ELU (v = 0)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.039 \\ \mu_y = 0.943 \end{cases} \text{ (Annexe E3 du BAEL)}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x L_x^2 q_u = 113.01 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \mu_y = 106.56 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 96.058 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 90.57 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.5M_{0x} = -56.50 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = -0.5M_{0y} = -53.28 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **ELS (v=0.2)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0435 \\ \mu_y = 0.9615 \end{cases}$$

Moments en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 78.02 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 75.01 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = -45.89 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = -44.12 \text{ kN.m} \end{cases}$$

6.5.2. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.40) m², et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAF_eE400, $\rho_0 = 0.0008$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1. Ferrailage de la dalle du radier.

localisation		Moment (kN.m)	A _{calculé} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopté} (Cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	travée	96.05	8.12	3.23	9T12=10.18	12
	appui	-56.50	4.68		6T12=6.79	20
Sens yy	travée	90.57	7.60	3.2	7T12=7.92	15
	appui	-53.28	4.42		6T12=6.79	20

6.5.3. Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201 \text{ MPa}$$

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

ETUDE DES FONDATIONS

Tableau 6.2. Vérification des contraintes à l'ELS.

localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A (cm ²)	σ _{bc}	σ _s	σ̄ _{bc}	σ̄ _s
travée	Xx	78.02	10.18	4,78	242,85	15	201
	Yy	75.01	7.92	4,60	296,94	15	201
appui	Xx	-45.89	6.79	0,57	208,56	15	201
	Yy	-44.12	6.79	3,58	200,52	15	201

La contrainte des aciers σ_s dans les trois premiers cas n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers. Le ferrailage final tableau suivant :

Tableau 6.3. La section finale des aciers.

localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A (cm ²)	σ _{bc}	σ _s	σ̄ _{bc}	σ̄ _s
travée	Xx	78.02	9T14=13.85/St=12cm	4,78	179,30	15	201
	Yy	75.01	9T14=13.85/St=12cm	4,60	172,38	15	201
appui	Xx	-45.89	6T14=9.24/St=20 cm	0,57	149,82	15	201

6.5.4. Vérification au cisaillement

Les efforts tranchants maximaux qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par :

Au milieu du bord Ly :

$$V_{umax} = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 168.25 \cdot 4.2 \cdot 4.15 / (2 \cdot 4.2 + 4.15) = 233.67 \text{ kN/m.}$$

Au milieu du bord Lx:

$$V_{umax} = \frac{q \cdot l_x}{3} = 232.74 \text{ kN/m.}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de rive de 15%

$$\tau_b = \frac{1.15 T_{max}}{bd} = 1.15 \cdot 0.23 / (1 \cdot 0.40) = 0.66 < \tau_{admissible} = 0.05 \cdot f_c \cdot 28 = 1.25 \text{ MPa.}$$

Selon les résultats, on constate qu'il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc, on utilise les armatures transversales minimales.

➤ **Armature transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \Phi_I) = \min (11 ; 42 ; 14) = 11 \text{ mm soit } \Phi_t = 10 \text{ mm.}$$

➤ **Espacement aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 ; \Phi_I) ; S_t = (15 ; 12 ; 14) = 12 \text{ cm , on prend: } S_t = 10 \text{ cm.}$$

Schéma du ferrailage :

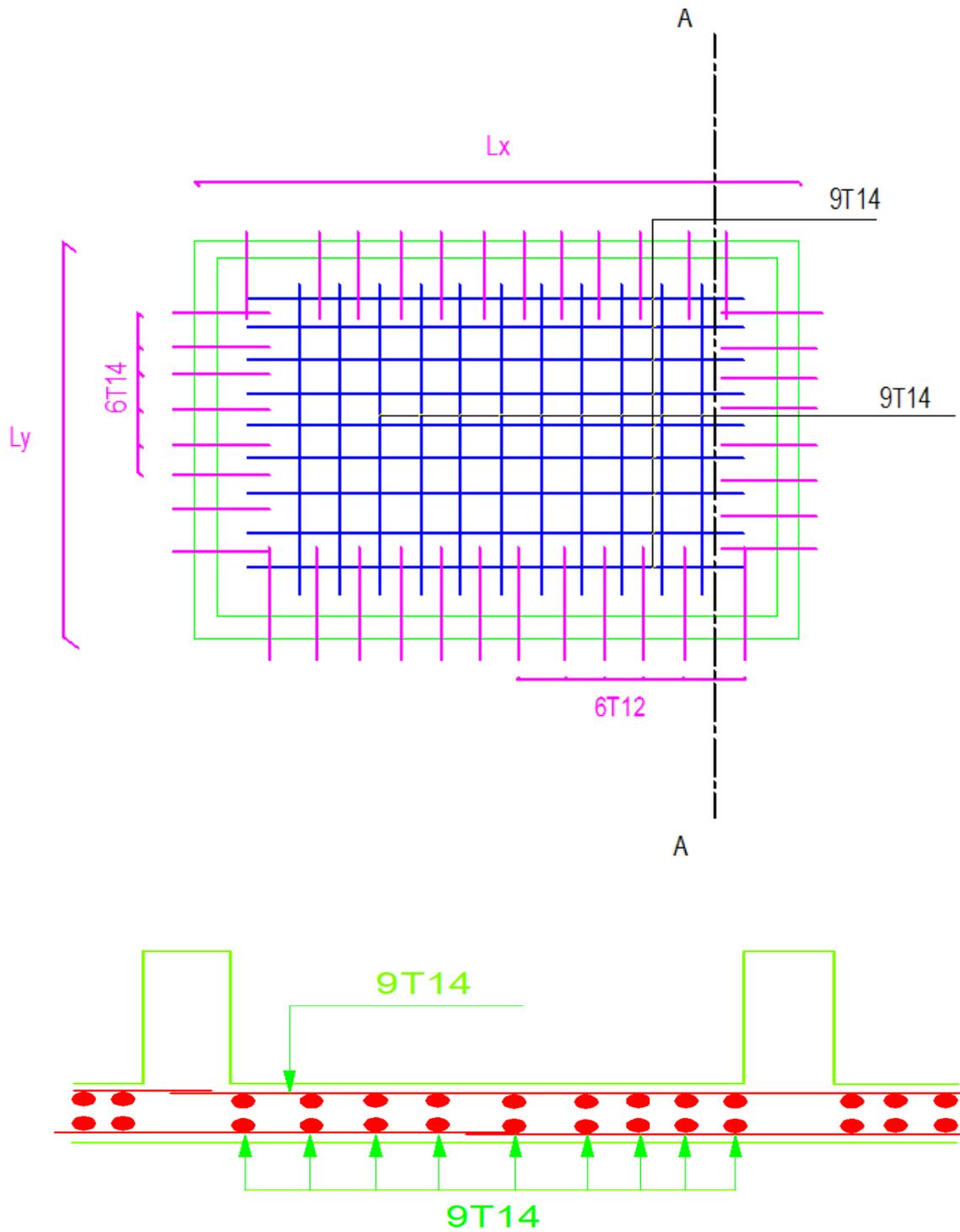


Figure 6.5.Schéma du ferrailage de la dalle radier.

6.6. Ferrailage des nervures

Le calcul des nervures se fait par la modélisation du radier par le logiciel SAP2000 V14.

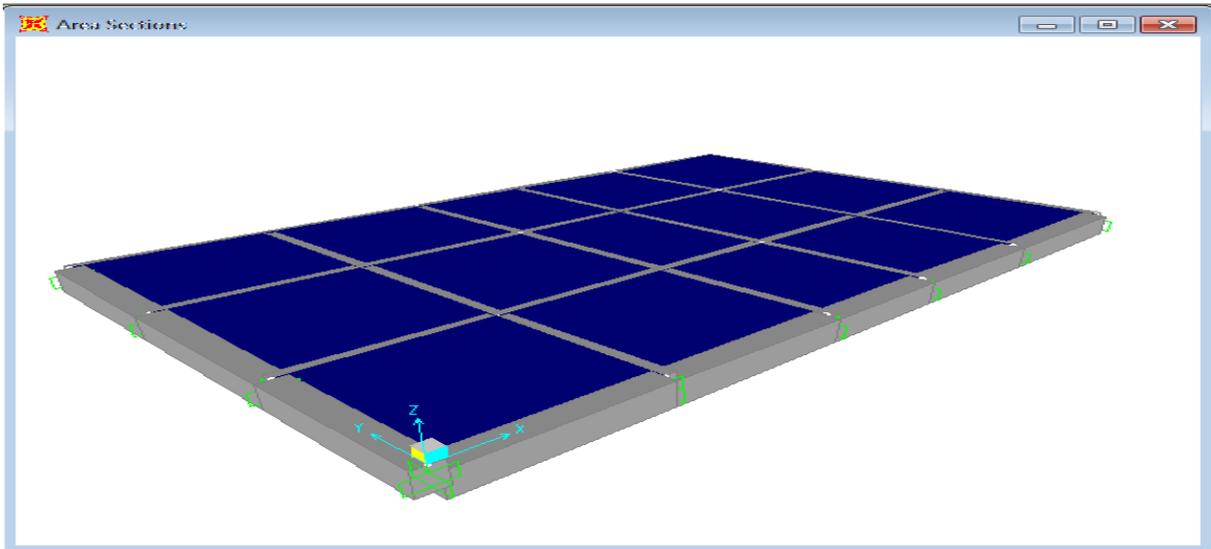


Figure 6.6 modélisation du radier.

Les sollicitations sont données comme suit :

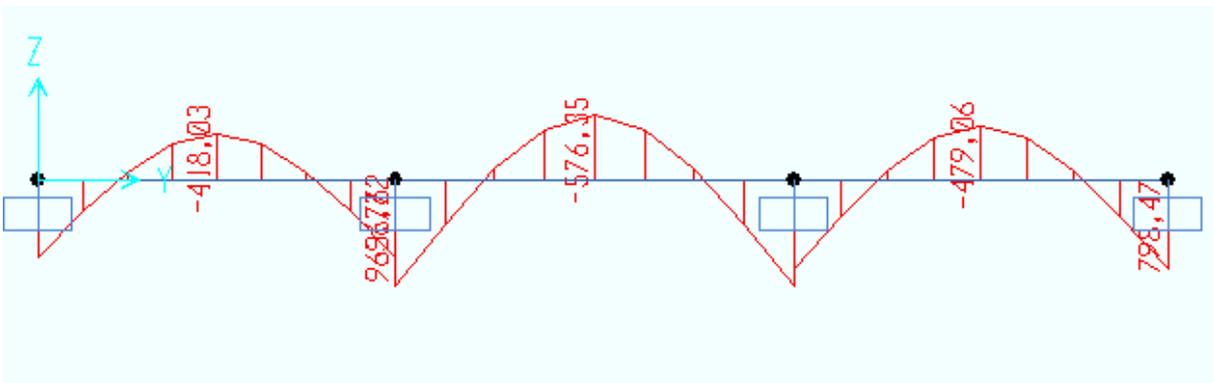


Figure 6.7. Les sollicitations données par SAP2000

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferrillées à la flexion simple :

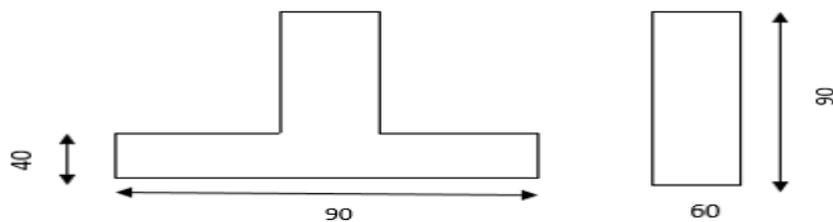


Figure 6.8. Section d'une nervure.

ETUDE DES FONDATIONS

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.4. Section d'armatures des nervures.

Localisation		Moment max (KN.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
appui	Xx	937.58	34.6	10T16+5T20=35.81
	Yy	963.76	35.7	
travée	Xx	-561.98	20.0	5T20+5T16=25.76
	Yy	-576.34	20.5	

6.6.1. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte tangente dans le béton est : $\tau_b = V_u / b d = 0.96 / 0.6 * 0.9 = 1.7$ MPa.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_u$ la condition est vérifiée.

6.6.2. Verification à l'ELS

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les contraintes dans l'acier:

La fissuration est préjudiciable : $\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201 \text{ MPa.}$

Tableau 6.5. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Appui	701.87	35.81	29.5	9,55	269,51
Travée	-419.73	25.76	25.3	6,24	220,96

On remarque que la contrainte d'acier $\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s$ donc on doit augmenter la section d'acier ou bien celle du béton.

On choisit d'augmenter la section du béton donc on prend $h = 1.20$ m.

Les résultats finaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.6. Les sections finales à adopter.

Localisation	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Appui	701.87	35.81=10T16+5T20	36.16	5,92	193,73
Travée	-419.73	25.76=5T16+5T20	32	4,05	157,53

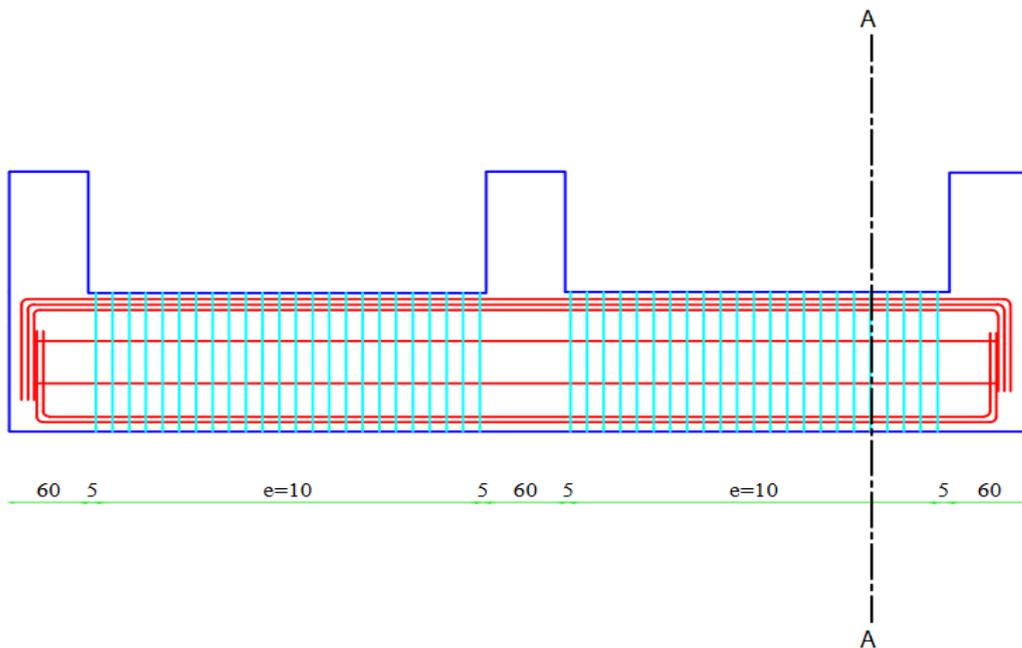
ETUDE DES FONDATIONS

➤ **Armatures transversales :**

$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_{\min}) = \min (34 ; 60 ; 16) = 16 \text{ mm}$ soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

➤ **Espacement aciers transversaux :**

$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\Phi_{\min} ; 30)$; $S_t = (30 ; 19.2 ; 30) = 19.2 \text{ cm}$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.



Coupe AA

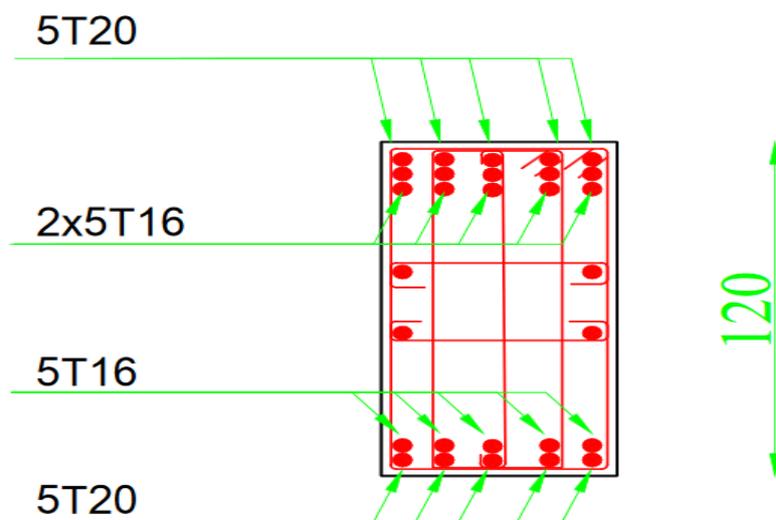


Figure 6.9. détail du ferrailage de la nervure.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures de bâtiments.

Cette étude nous a permis également de tirer les conclusions suivantes :

- Une véritable difficulté pour la disposition des voiles afin de vérifier les conditions exigées par RPA, et que la surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.
- L'utilisation de l'outil informatique facilite énormément le travail de bureau d'étude y compris la conception, l'analyse et le calcul des structures grâce aux différents logiciels tel que AUTOCAD, SAP 2000, ROBOT EXPERT, SOCOTEC.
- La charge importante de la structure sur le sol d'assise, nous a mené à un dimensionnement relativement grand de la fondation.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans ce mémoire, , en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important (aspect économique) .

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

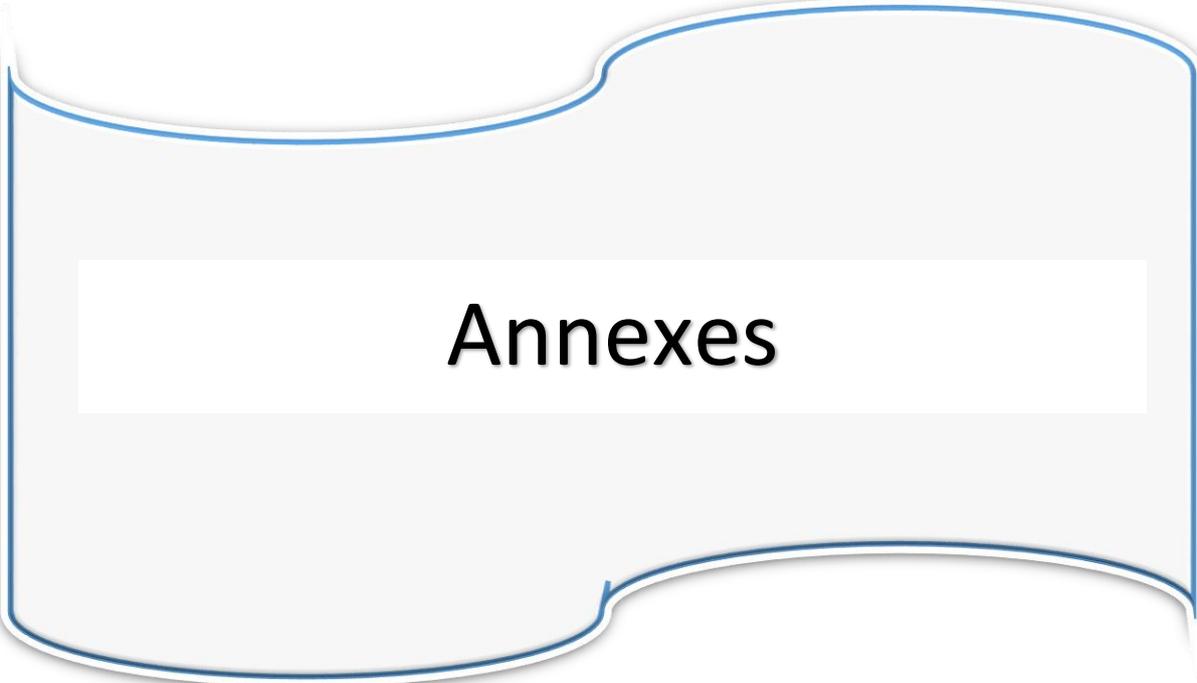
BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographiques :

- [1] BAEL : Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé à la méthode des états limites. (Centre scientifique et technique du bâtiment) Paris-Mars1992.
- [2] C.B.A.93 (DTR B.C.2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (centre nationale de recherche appliquée en génie parasismique), ALGER 1994.
- [3] DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation, (Centre nationale de recherche appliquée).
- [4] R. BOUTEMEUR, « béton armé » cours + travaux dirigés.
- [5] N. BAUCHE, « structure en béton armé + construction parasismiques » cours+ travaux dirigés
- [6] RPA99-2003 : Règles parasismique algériennes 1999 version 2003. (Centre nationale des recherches appliquées en génie parasismique). ALGER 2eme trimestre 2004.
- [7] Henry Thonier, « conception et calcul des structures de bâtiment », Tome I, national des ponts et des chaussées.
- [8] ZADRI Ziane. Etude d'un bâtiment R+10+2SS à usage bureaux. PFE.ENP.2015
- [9] LEILA Messelem, KATIA Mezhoud. Conception et dimensionnement d'un bâtiment en béton armé (R+8+SS) en zone sismique. PFE.ENP.2016
- [10] YAHYAOUI Khaled. Etude d'un bâtiment R+10+SS à usage d'habitation et commerce contreventé par un système mixte. PFE.université Abderahmane MIRA de Bejaia.2014
- [11] Jaques Putatti. Fondations soutènements, Ed. Eyrolles, Paris

Logiciels utilisés :

- SAP2000 Version 14
- AUTOCAD Version 2013
- Robot expert
- SOCOTEC



Annexes

Annexes

Annexe 1 :

$\alpha - I_x / I_y$	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	0.2500	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2500	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2500	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2500	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	0.5969	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	0.9548	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

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 $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/lx										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
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	

Tableau des Armatures
(en cm^2)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	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	14.7	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