



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

THEME

**Etude d'un bâtiment d'habitation
en 5 SS+R+11 contreventé par des voiles porteurs**

LOUNIS Mohamed

Sous la direction de **M R.BOUTEMEUR** M.A.A à L'école Nationale Polytechnique

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

Composition du Jury :

Présidente :	Mme R. MITTICHE-KETTAB	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur	M R.BOUTEMEUR	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique
Examinatrice :	Mme N.BAOUCHE	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M M.DEMIDEM	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

THEME

**Etude d'un bâtiment d'habitation
en 5 SS+R+11 contreventé par des voiles porteurs**

LOUNIS Mohamed

Sous la direction de **M R.BOUTEMEUR** M.A.A à L'école Nationale Polytechnique

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

Composition du Jury :

Présidente :	Mme R. MITTICHE-KETTAB	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur	M R.BOUTEMEUR	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique
Examinatrice :	Mme N.BAOUCHE	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M M.DEMIDEM	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique

Dédicace

*J'ai le plaisir de dédier ce travail à tous ceux qui de près ou de loin
m'ont aidé à sa réalisation.*

*A mes chers parents ...
Pour leur générosité et leur présence permanentes.*

*A ma famille ...
Mes sœurs Leila et Zahra*

*A Abbachi Rahim et Reda Mansouri
Pour leur aide et leur soutien durant toute cette période de
préparation de projet.*

*A mes sœurs Leila et Zahra
A mes amis Fares et Mohamed...*

Lounis Mohamed

Remerciements

Tout d'abord, merci à Dieu, le Clément, le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien cette modeste étude.

Je tiens à présenter mes plus vifs remerciements à M Sami KHELIFA et M Mehdi MERZOUGUI (Ingénieurs de BESSA Promotion).

Mes remerciements à M R.BOUTEMEUR pour avoir suivi et dirigé ce projet avec patience.

Mes remerciements aux membres du jury pour le temps et la patience qu'ils ont consacré pour examiner ce travail.

Je voudrais aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à ma formation à l'ENP.

Je ne saurais oublier mes amis de la promotion, pour le temps qu'ils m'ont consacré par leur disponibilité et leurs encouragements, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre travail et à l'élaboration de ce projet.

ملخص :

إن الهدف من هذا العمل هو تصميم و دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة تتكون من 5 طوابق تحت الأرض، طابق أرضي وأحد عشر طابق سكني. هذه المنشأة واقعة في ولاية الجزائر التي تصنف كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي. لقد تم التصميم الدراسة وفقا للقوانين والمعايير المطبقة في الجزائر (RPA99/2003, CBA93, BAEL91). مقاومة البناء محققة بواسطة نظام تدعيم مكون من جدران حاملة. الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج ETABS 2013. **الكلمات الدالة:** خرسانة مسلحة، جدران حاملة، أعمدة، عارضات، دراسة ديناميكية.

Abstract:

The purpose of this work is to provide a seismic design of a reinforced concrete building which is composed of 5 underground basements, a ground floor, and eleven stories. This building is implanted in Algiers which is classified as a zone of high seismicity. The design has been done according to construction codes applied in Algeria (RPA99/2003, CBA93, and BAEL91).

The resistance of the building is ensured by a system of load-bearing shear walls.

The modelization and the dynamic analysis of the structure have been realized by ETABS 2013 computer programm.

Key words: Reinforced concrete, Load-bearing shear walls, Columns, Beams, Dynamic analysis.

Résumé :

Le but de ce travail est la conception et le dimensionnement parasismiques d'un bâtiment en béton armé, composé de 5 sous-sols, un rez-de-chaussée et onze étages d'habitation. Ce bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger, classée comme une zone de forte sismicité. Le dimensionnement est fait conformément aux codes de construction en vigueur en Algérie (RPA99/2003, CBA93, BAEL91).

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement constitué de voiles porteurs.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure ont été réalisées au moyen du logiciel ETABS2013 .

Mots clés : Béton armé, Contreventement par voiles porteurs, bâtiment, Etude dynamique.

TABLE DES MATIERES

Liste des tableaux.

Liste des figures.

Introduction générale.....15

Chapitre1 : Présentation de l'ouvrage

1.1. Introduction.....18

1.2. Implantation de l'ouvrage.....18

1.3. Présentation du bâtiment.....19

1.3.1. Dimensions en plan.....22

1.3.2. Dimensions en élévation.....22

1.3.3. Système structurel22

1.4. Caractéristiques du site d'assise.....23

1.5. Eléments de l'ouvrage.....23

1.5.1. Planchers.....23

1.5.2. Maçonnerie.....23

1.5.2.1. Murs extérieurs.....23

1.5.2.2. Murs intérieurs.....23

1.5.3. Escalier.....23

1.5.4. Revêtements.....23

1.5.5. Acrotères.....23

1.5.6. Ascenseur.....23

1.6. Caractéristiques des matériaux.....24

1.6.1. Béton24

1.6.2. Aciers25

1.7. Actions et sollicitations.....25

1.7.1. Actions.....25

1.7.2. Sollicitations.....25

1.7.2.1. Sollicitations de calcul.....25

1.7.2.2. Sollicitations sismiques.....26

1.8. Règlements et unités	26
 Chapitre2 : Planchers	
2.1. Introduction.	28
2.2. Dalle corps creux.....	28
2.2.1. Pré dimensionnement	28
2.2.2. Ferrailage.....	29
2.3. Dalles pleines.....	33
2.3.1. Pré dimensionnement.....	33
2.3.2. Calcul du ferrailage du plancher sous-sol.....	34
2.3.3. Calcul du ferrailage du Balcon.....	36
 Chapitre3 : Pré dimensionnement des éléments structuraux	
3.1. Introduction.....	39
3.2. Evaluation des charges et surcharges.....	39
3.2.1. Charges permanentes G.....	39
3.2.2. Charges d'exploitations Q.....	39
3.3. Pré dimensionnement des poutres.....	41
3.3.1. Poutres longitudinale.....	42
3.3.2. Poutres transversales.....	42
3.4. Pré dimensionnement des poteaux.....	42
3.4.1. Effort normal du aux charges permanentes.....	43
3.4.2. Effort normal du aux charges d'exploitation.....	45
3.4.3. Loi de dégression des charges.....	45
3.5. Pré dimensionnement des voiles.....	48
3.6. Conclusion.....	49
 Chapitre4 : Ferrailage des éléments secondaires	
4. 1. Introduction.....	51
4.2. Escalier.....	51
4.2.1. Caractéristiques Géométriques.....	51

4.2.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier.....	52
4.2.3. Evaluation des charges et surcharges.....	53
4.2.4. Evaluation des sollicitations de calcul.....	53
4.2.5. Ferrailage de l'escalier.....	55
4.3. Acrotère.	58
4.3.1. Dimensions et Modélisation de l'acrotère.....	58
4.3.2. Vérification vis-à-vis de la force sismique.....	59
4.3.3. Ferrailage de l'acrotère.....	59

Chapitre5 : Etude Dynamique

5.1. Introduction.	63
5.2. Méthodologie de l'étude.....	63
5.3. Modélisation de la structure	63
5.4. Analyse Modale.....	65
5.5. Calcul sismique de la structure	67
5.5.1. Analyse Modale spectrale.....	68
5.5.2. Introduction du spectre de réponse.....	70
5.5.3. Effet de la torsion accidentelle.....	73
5.5.4. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	73
5.5.5. Vérification vis à vis des déformations.....	74
5.5.6. Justification de la largeur du joint sismique.....	76
5.5.7. Vérification de l'effet P- Δ	76
5.5.8. Vérification de la stabilité au renversement.....	77
5.6. Conclusion.....	78

Chapitre6 : Ferrailage des éléments structuraux

6.1. Introduction.....	80
6.2. Ferrailage des poteaux.....	80
6.2.1. Vérification de la résistance à la rupture fragile.....	80
6.2.2. Armature longitudinale des poteaux.....	80
6.2.3 Vérification des contraintes à l'ELS.....	82

6.2.4. Vérification au cisaillement.....	83
6.2.5. Armatures transversales des poteaux.....	83
6.3. Ferrailage des poutres.....	86
6.3.1. Armature longitudinales.....	86
6.3.2. Vérification des contraintes à L'ELS.....	89
6.3.3. Vérification au cisaillement.....	89
6.3.4. Armatures transversales.....	89
6.4. Ferrailage des Voiles.....	91
6.4.1. Justification vis-à-vis de l'effort normal ultime.....	92
6.4.2. Calcul des armatures verticales	93
6.4.3. Vérification au cisaillement.....	95
6.4.4. Calcul des armatures horizontales.....	96
6.5. Infrastructure.....	97
6.6. Conclusion.....	97
Conclusion Générale.....	99
Références bibliographiques.....	102
Annexes.....	104

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre1 : Présentation de l'ouvrage

Chapitre2 : Planchers

Tableau 2.1 : Sollicitations de calcul de la poutrelle à l'ELU et à l'ELS en travée.....	30
Tableau 2.2 : Effort dans les poutrelles.....	30
Tableau 2.3 : Sollicitations maximales sur les poutrelles.....	30
Tableau 2.4 : Ferrailage longitudinal des poutrelles.....	31
Tableau 2.5 : Ferrailage des dalles.....	34
Tableau 2.6 : Vérification des dalles vis-à-vis des contraintes à L'ELS.....	34
Tableau 2.7 : Vérification des dalles au cisaillement.....	35
Tableau 2.8 : Ferrailage du balcon.....	36
Tableau 2.9 : Vérification vis-à-vis des contraintes à L'ELS pour les balcons.....	36
Tableau 2.10 : Vérification au cisaillement pour les balcons.....	37

Chapitre3 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau 3.1 : Charges permanentes du plancher terrasse.....	39
Tableau 3.2 : Charges permanentes d'un plancher courant.....	39
Tableau 3.3 : Charges permanentes du plancher esplanade.....	40
Tableau 3.4 : Charges permanentes d'un plancher sous-sol.....	40
Tableau 3.5 : Charges permanentes des escaliers.....	40
Tableau 3.6 : Surcharges d'exploitation.....	41
Tableau 3.7 : Vérification des sections des poutres.....	42
Tableau 3.8 : Effort normal du aux charges permanentes des planchers repris par le poteau le plus sollicité.....	44
Tableau 3.9 : Effort normal du aux charges permanentes des poutres repris par le poteau le plus sollicité.....	45
Tableau 3.10 : Effort normal du aux charges d'exploitation.....	45
Tableau 3.12 : Efforts normaux par la descente des charges et sections adoptées.....	46
Tableau 3.13 : Pré dimensionnement des voiles.....	48

Chapitre4 : Ferrailage des éléments secondaires

Tableau 4.1 : Sollicitations escalier ELU et ELS en travée.....	53
Tableau 4.2 : Sollicitations escalier ELU et ELS en travée.	55
Tableau 4.3 : Sollicitation de calcul de l'acrotère.....	60

Chapitre5 : Etude Dynamique

Tableau 5.1 : Période et participation massique des modes propres.....	65
Tableau 5.2 : Paramètres de période fondamentale.....	66
Tableau 5.3 : Répartition des charges verticales.....	71
Tableau 5.4 : Répartition des charges horizontales.....	72
Tableau 5.5 : Facteur de qualité Q.....	72
Tableau 5.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	74
Tableau 5.7 : Valeurs des déplacements dans le repère global.....	75
Tableau 5.8 : Valeurs des déplacements relatifs.....	75
Tableau 5.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ – direction X-X et Y-Y.....	77
Tableau 5.10 : Vérification au renversement.....	78

Chapitre6 : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau 6.1 : Vérification de l'effort normal réduit.	80
Tableau 6.2 : Combinaison d'action pour le calcul des poteaux.....	81
Tableau 6.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux carrés.	82
Tableau 6.4 : Vérification des poteaux vis-à-vis des contraintes à l'ELS.	82
Tableau 6.5 : Vérification des poteaux vis-à-vis du cisaillement.	83
Tableau 6.6 : Armatures transversales des poteaux.....	84
Tableau 6.7 : Sollicitation de calcul d'une travée d'une poutre longitudinale.....	86
Tableau 6.8 : Armatures longitudinales d'une travée d'une poutre longitudinale.....	87
Tableau 6.9 : Sollicitation de calcul d'une travée d'une poutre transversale.....	88
Tableau 6.10 : Armatures longitudinales d'une travée d'une poutre transversale.....	89
Tableau 6.11 : Vérification des poutres longitudinales vis-à-vis des contraintes à L'ELS.....	89
Tableau 6.12 : Vérification des poutres vis-à-vis du cisaillement.....	89

Tableau 6.13 : Armatures transversales des Poutres.....	90
Tableau 6.14 : Vérification vis à vis de l'effort normal ultime.....	93
Tableau 6.15 : Caractéristiques des voiles.....	93
Tableau 6.16 : Calcul des contraintes dans les voiles.....	94
Tableau 6.17 : Calcul des armatures verticales des voiles.....	95
Tableau 6.18 Vérification de la contrainte de cisaillement dans les voiles.....	95
Tableau 6.19 : ferrailage horizontale des voiles.....	96

LISTE DES FIGURES

Chapitre1 : Présentation de l'ouvrage

Figure 1.1 : Plan de masse du projet.....	18
Figure 1.2 : Plan de masse du projet.....	19
Figure 1.3 : Plan architecture d'un étage courant.....	20
Figure 1.4 : Vue en élévation du bâtiment.....	21
Figure 1.5 : Vue en plan d'un étage courant.....	21
Figure 1.6 : Vue en plan d'un niveau sous-sol.....	22

Chapitre2 : Planchers

Figure 2.1 : Plancher à corps creux.....	28
Figure 2.2 : Schéma de la poutrelle.....	29
Figure 2.3 : Ferrailage des poutrelles.....	32
Figure 2.4 : Ferrailage de la table de compression.....	33
Figure 2.5 : Panneau dalle le plus sollicité au niveau des sous-sols.....	34
Figure 2.6 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	35
Figure 2.7 : Schéma de ferrailage du balcon.....	37

Chapitre3 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure 3.1 : Surface du plancher reprise par le poteau le plus sollicité.....	44
Figure 3.2 : Condition sur l'épaisseur du voile à about libre.....	48

Chapitre4 : Ferrailage des éléments secondaires

Figure 4.1 : Schéma de l'escalier.....	52
Figure 4.2 : Coupe transversale des escaliers.....	53
Figure 4.3 : Schéma statique de l'escalier.....	54
Figure 4.4 : Moment fléchissant de l'escalier à l'ELU (Autodesk Robot Analysis)	54
Figure 4.5 : Effort tranchant de l'escalier à l'ELU (Autodesk Robot Analysis)	54
Figure 4.6 : Dimensions de la section de la paillasse et du palier.....	55
Figure 4.7 : Etat des contraintes dans la section de la paillasse et du palier.....	57

Figure 4.8 : Schéma de ferrailage des escaliers.....	58
Figure 4.9 : Dimensions et modèle de calcul de l'acrotère.....	58
Figure 4.10 : Section dangereuse de l'acrotère pour une bande de 1m	59
Figure 4.11 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	61

Chapitre5 : Etude Dynamique

Figure 5.1 : Modèle 3D de la structure.....	64
Figure 5.2 : Vue en plan du modèle de la structure.....	64
Figure 5.3 : Vue en plan de la déformée du 1 ^{er} Mode (Translation suivant x)	66
Figure 5.4 : Vue en plan de la déformée du 2 ^{ème} Mode (Translation suivant y)	67
Figure 5.5 : Vue en plan de la déformée du 3 ^{ème} Mode (Rotation autour de z)	67
Figure 5.6 : Organigramme de la méthode d'Analyse Modale Spectrale.....	69
Figure 5.7: Spectre de réponse.....	73

Chapitre6 : Ferrailage des éléments structuraux

Figure 6.1 : Schéma de ferrailage du poteau 80x80.....	85
Figure 6.2 : Schéma de ferrailage du poteau 60x60.....	85
Figure 6.3 : Schéma de ferrailage du poteau 60x60.....	85
Figure 6.4 : Moments fléchissant d'une travée d'une poutre longitudinale dans les différentes combinaisons.....	87
Figure 6.5 : Moments fléchissant d'une travée d'une poutre transversale dans les différentes combinaisons.....	88
Figure 6.6 : Schéma de ferrailage d'une poutre longitudinale.....	90
Figure 6.7 : Vue en plan des voile du niveau rez-de-chaussée.....	92
Figure 6.8 : Schéma des contraintes développées dans le voile.....	94
Figure 6.9 : Schéma de ferrailage du voile V2.....	96



Introduction Générale

Le besoin de construire des logements d'habitation reste toujours parmi les priorités du pouvoir public algérien. Or tous ces efforts et ces budgets consacrés n'ont pas pu réduire l'intensité de la crise de logement, c'est pour cela que les dirigeants du pays ont décidé d'ouvrir les portes aux investisseurs privés pour aider à diminuer cette crise, d'où l'apparition remarquable des promoteurs et promotions immobilières ces dernières années un peu partout dans le pays.

D'une durée de plus de trois mois, ce projet de fin d'étude, qui s'est déroulé au sein d'une promotion immobilière considérée parmi les plus grandes dans la wilaya d'Alger (plus de 600 logement), s'intéresse à l'étude détaillée d'un bâtiment constitué de parkings au niveau des 5 sous-sol, de rez-de-chaussée et de 11 étages d'habitation.

Construire des bâtiments avec cette importance présente des défis très importants et augmente les risques en terme de stabilité et de résistance surtout en cas de séisme, c'est pour ces raisons, une étude dynamique et sismique bien établies s'imposent afin de satisfaire tous les conditions et vérifications nécessaires pour la stabilité de la structure.

Les règles parasismiques de conception et de calcul permettent de construire en toute sécurité, en assurant une protection acceptable des vies humaines et en limitant les dégâts de la structure lors d'un séisme majeur par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le système de contreventement de la structure est constitué par des voiles porteurs qui en plus de la reprise de la majorité des charges horizontales (dues aux charges sismiques principalement) permet aussi de reprendre plus de 20% des charges verticales conjointement avec les portiques.

Nous débutons ce mémoire, qui compte six chapitres, par la présentation du bâtiment avec la définition des éléments qui le composent ainsi que le choix des matériaux à utiliser. Cette présentation fait l'objet du chapitre 1.

Le chapitre 2 concerne les différents planchers du bâtiment, leurs pré dimensionnement et le calcul de ferrailage.

Le chapitre 3 est consacré à la détermination des actions verticales présentes (provenant essentiellement des planchers) dans le bâtiment ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments structuraux.

Nous passons ensuite au chapitre 4 entièrement consacré au calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier).

Introduction Générale

Le chapitre 5 considéré comme le plus important des chapitres, est dédié à l'étude dynamique et sismique du bâtiment, en se basant sur une modélisation numérique à l'aide du logiciel ETABS 2013. Les résultats obtenus par ce dernier permettent de déterminer les caractéristiques dynamiques et de faire les vérifications nécessaires à la stabilité de la structure (déformation maximale, renversement etc.).

Le Chapitre 6 s'attache au calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) et cela en respectant les règlements en vigueur.

Enfin, le mémoire est complété par une conclusion générale qui met en évidence les principales conclusions auxquelles a abouti cette étude et les enseignements tirés.



Chapitre 1

Présentation Du Projet

- 1.1. Introduction.**
- 1.2. Implantation de l'ouvrage.**
- 1.3. Présentation du bâtiment.**
- 1.4. Caractéristiques du site d'assise.**
- 1.5. Eléments de l'ouvrage.**
- 1.6. Caractéristiques des matériaux.**
- 1.7. Actions et sollicitations.**
- 1.8. Règlements et unités.**

Présentation du projet

1.1. Introduction

L'objet de ce travail est de présenter l'étude génie civil de la structure en béton armé d'un bâtiment d'habitation en 5 sous-sols+R+11, faisant partie d'un ensemble immobilier promotionnel composé de plusieurs blocs, certains de ces blocs sont séparés par des joints parasismiques d'autres sont éloignés avec des esplanades qui les séparent.

1.2. Implantation de l'ouvrage

Le projet en question sera implanté dans la ville de BIR KHADEM wilaya d'ALGER. Ce projet appartenant à un promoteur privé envisage la réalisation de plus de 600 appartements de haut standing avec toutes les commodités comme une salle de sport, piscine, école privé une mosquée etc.



Figure 1.1 : Plan de masse du projet

Présentation du projet

1.3. Présentation du bâtiment

L'étude porte sur le dimensionnement et le calcul aux séismes d'un bâtiment appartenant au projet présenté plus haut. Ce bâtiment comporte 17 niveaux (5ss+R+11) répartis comme suit :

- Les 5 sous-sols et le rez-de-chaussée sont réservés aux locaux techniques et au parking.
- Les onze étages sont à usage d'habitation, avec deux appartements par étage.



Figure 1.2 : Plan de masse du projet

Le bâtiment concerné par cette étude est le bloc D désigné par une flèche dans la figure 1.2. Ce bloc est séparé par un joint parassismique avec le bloc qui lui est adjacent (bloc c), il contient une partie de l'esplanade propre à lui et qui sera considérée comme une partie de l'immeuble cette l'étude, le parkings des niveaux sous-sol communique avec les parking des autres blocs.

Un plan d'architecture dans la figure 1.3 montre les deux appartement pour un étage courant d'habitation.

Présentation du projet

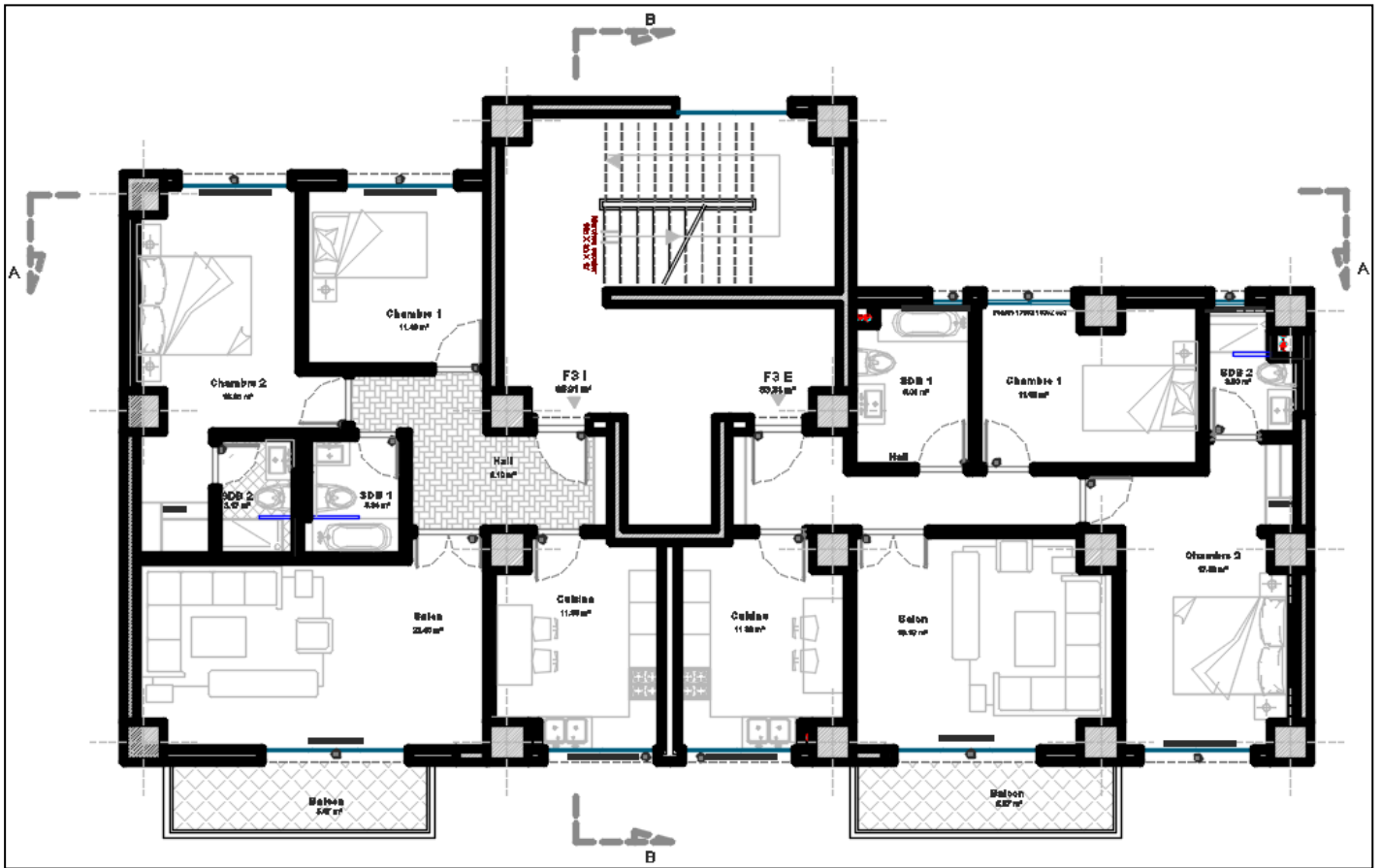


Figure 1.3 : Plan d'architecture d'un étage courant

Pour le passage d'un étage à un autre, on a envisagé une cage d'escalier et un ascenseur.

La terrasse de ce bâtiment est considéré comme étant inaccessible (sauf pour entretien). Elle sera réalisée avec un système d'étanchéité de type multicouche avec une forme de pente en béton et une isolation thermique.

La figure 1.4 montre deux coupes (A-A et B-B) en élévation de la structure entière du bâtiment.

Présentation du projet

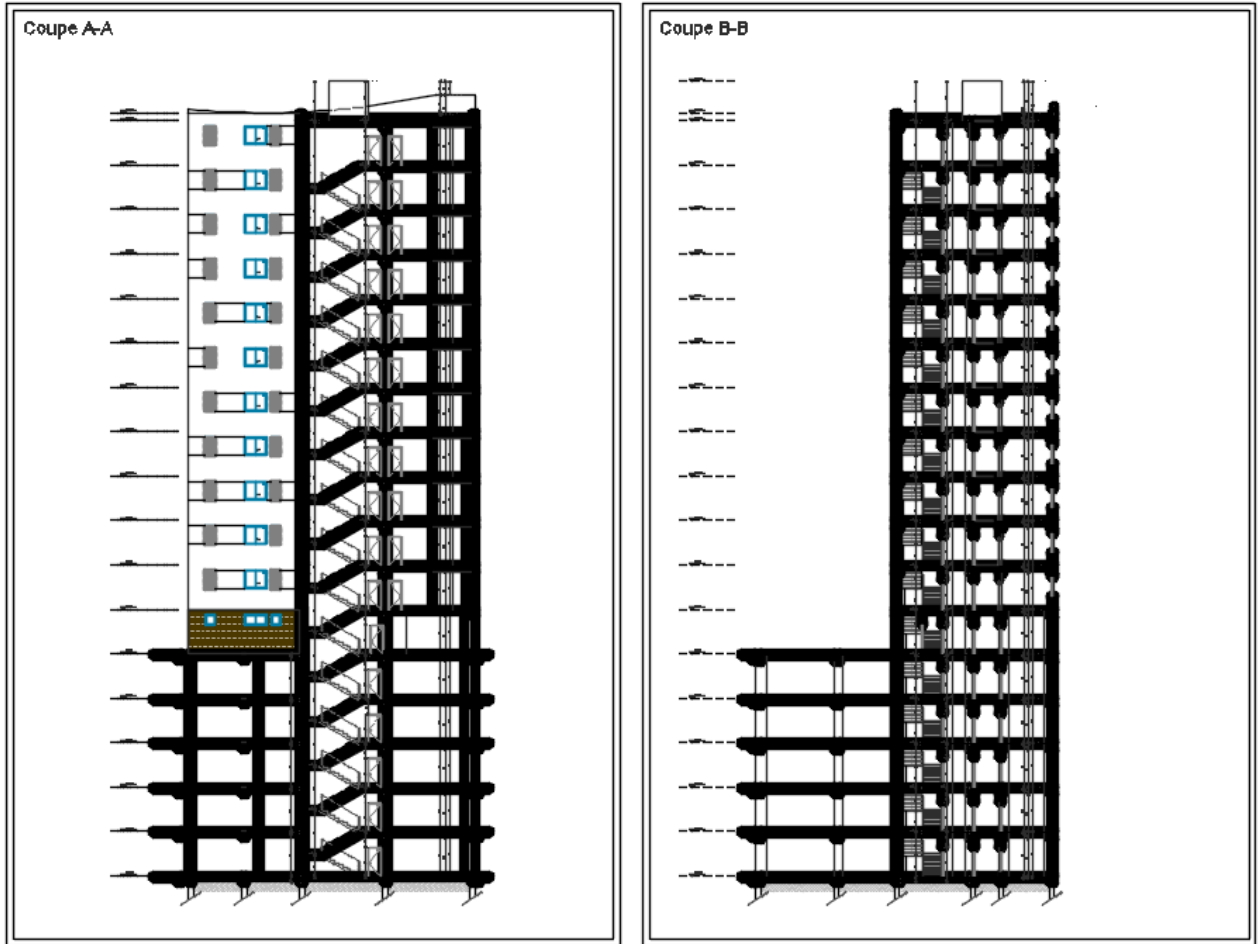


Figure 1.4 : Vue en élévation du bâtiment

Ce bâtiment est situé dans une zone classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) en zone III (wilaya d'Alger). Il appartient au groupe d'usage 1B conformément à ce même règlement.

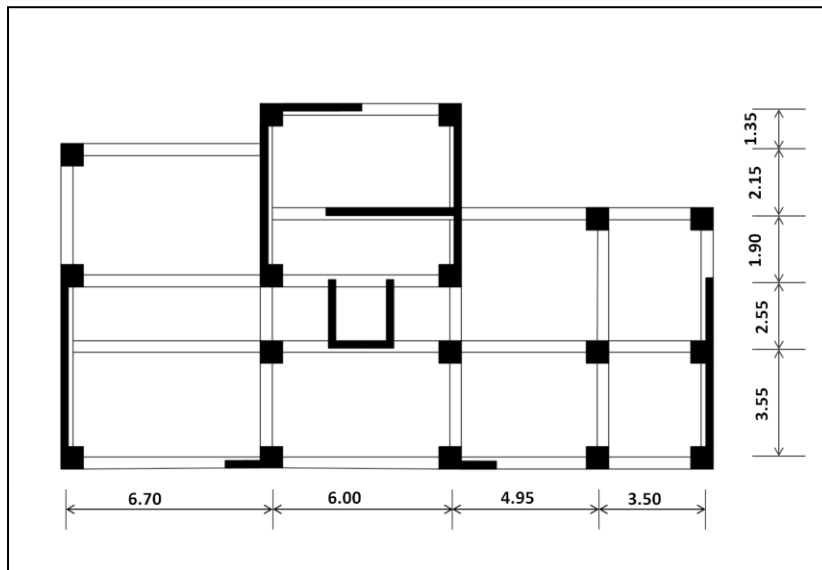


Figure 1.5 : Vue en plan d'un étage courant

Présentation du projet

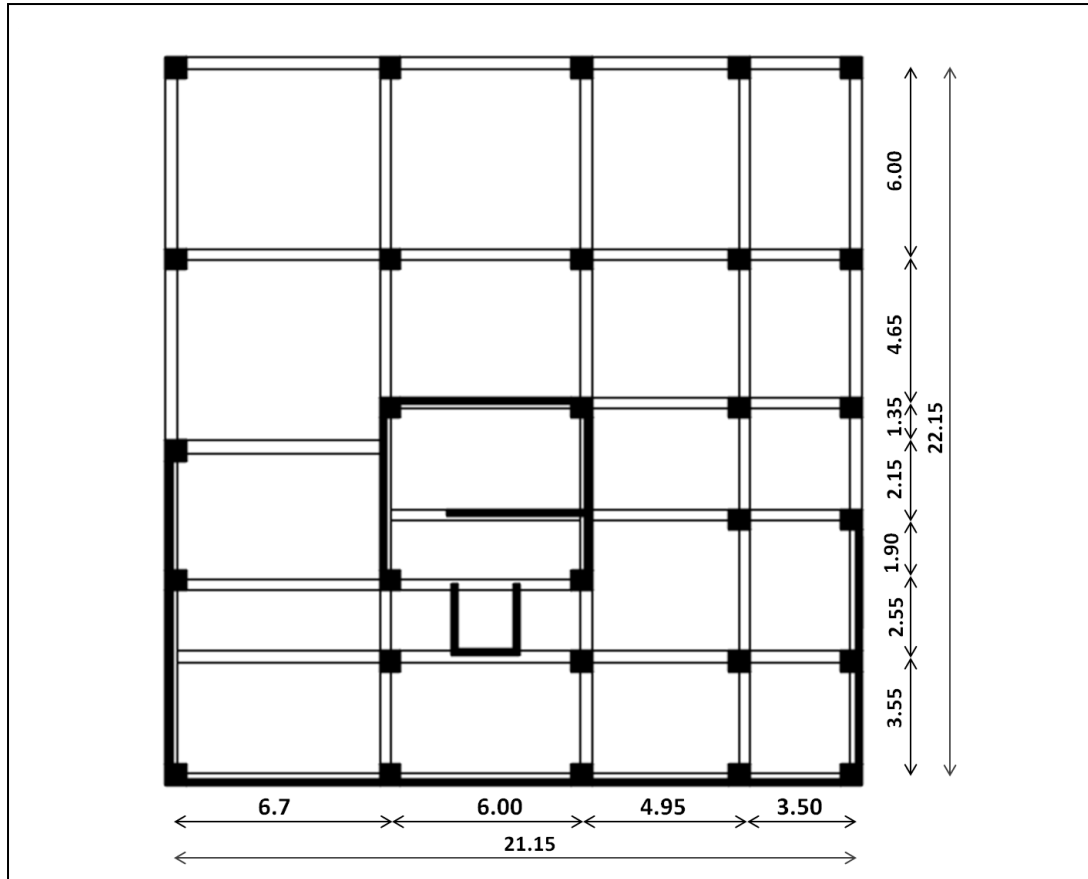


Figure 1.6 : Vue en plan d'un niveau sous-sol

1.3.1. Dimensions en plan

L'immeuble étudié présente une irrégularité en plan et en élévation. Les dimensions en plan sont :

- Longueur totale du bâtiment : 23.45m
- Largeur totale du bâtiment : 23.00m

1.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions en élévation sont :

- Hauteur d'étage : 3.40m
- Hauteur du sous-sol : 3.40m
- Hauteur totale du bâtiment : 57.80m

1.3.3. Système structurel :

L'ossature du bâtiment est en béton armé constituée de portiques et de voiles, dont le rôle est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des charges verticales et les charges et horizontale.

Selon le règlement parasismique algérien (article **3.4.A.2**), ce système de contreventement est appelé **système de contreventement constitué par des voiles porteurs** dont les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales.

1.4. Caractéristiques du site d'assise

Le bâtiment est implanté à Bir Khadem (Alger) qui est classée en **Zone III** (une zone de sismicité élevée), avec un sol d'assise meuble **S3** (résultats laboratoire national de l'habitat et la construction **L.N.C.C** unité de KOLEA).

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue après les investigations géotechniques est de **0,3MPa**.

1.5. Eléments de l'ouvrage

1.5.1. Planchers

Pour notre cas les planchers de ce bâtiment ont été conçus comme suit :

- Dalle pleine en BA aux niveaux des sous-sols 5, 4,3, 2 et 1.
- Plancher à corps creux pour les étages courants.
- Dalle pleine pour les balcons.

1.5.2. Maçonnerie

1.5.2.1. 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).

1.5.2.2. Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.5.3. Escalier

La circulation verticale est assurée par un escalier droit.

1.5.4. Revêtements

- Mortier de ciment : pour les murs de façades.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Revêtement Carrelage pour les planchers, les escaliers et les balcons.

1.5.5. Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

1.5.6. Ascenseur

L'ascenseur utilisé a une capacité de charge de 630 Kg, soit le poids de huit (8) personnes avec une vitesse de 1 m/s.

Présentation du projet

1.6. Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), au règlement parasismique algérien (RPA 99/03) et le règlement du béton armé aux états limites (BAEL 91).

1.6.1. Béton

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments) et de l'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

En ce qui concerne notre projet, les caractéristiques du béton sont comme suit :

- Le ciment utilisé sera de classe CPA 32 ,5. Le dosage sera de 350 kg/m³.
- La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28}=25$ MPa.
- La résistance caractéristique du béton à la traction: $f_{t28}=2.1$ MPa.
- Le module de déformation longitudinale instantanée est :
À j=28 jours $E_{i28}=32164.20$ MPa.
- Le module de déformation longitudinale différée est :
À j=28 jours $E_{d28}=10818.87$ MPa.

- Le coefficient de Poisson est :
$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \\ \nu = 0 \text{ à l'ELU} \end{array} \right.$$

- La contrainte limite de compression à l'ELU est :

Cas courant : $\gamma_b = 1.5$; $f_{bu}=14.17$ MPa

Cas accidentel : $\gamma_b = 1.15$; $f_{bu}=18.48$ MPa

- La contrainte admissible de compression à l'ELS est : $\sigma_b = 0.6f_{c28} = 15MPa$
- Contrainte de cisaillement:

Fissuration peu préjudiciable: $\tau_u = \min\left(0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$

Cas courant : $\gamma_b = 1.5$; $\tau_u = 3.33MPa$

Cas accidentel : $\gamma_b = 1.15$; $\tau_u = 4.35MPa$

Présentation du projet

1.6.2. Aciers

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Les aciers utilisés sont les suivants :

- Haute adhérence FeE500 pour les escaliers, les dalles pleines et pour les armatures longitudinales et transversales des poteaux, des poutres et des poutrelles.
- Treillis Soudé $\phi 6$ (150x150) pour les dallages et les dalles de compression.

Les caractéristiques des aciers sont comme suit :

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

- Contraintes de calcul à l'ELU : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Cas courant : $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$

Cas accidentel : $\gamma_s = 1$; $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$

- Contraintes admissibles à l'ELS :

La fissuration peu préjudiciable : les contraintes de traction des aciers n'est pas limitée.

1.7. Actions et sollicitations

1.7.1. Actions

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).

Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).

E : Charges sismiques.

1.7.2. Sollicitations

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

1.7.2.1. 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

$$G + Q$$

1.7.2.2. Sollicitations sismiques

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

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

1.8. Règlements et unités :

Les règlements utilisés dans la présente étude sont :

- **DTR BC 2.48:** Règles parasismiques algériennes RPA99.
- **DTR BC 2.41:** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- **DTR BC 2.2:** Charges permanentes et charges d'exploitation.
- **DTR BC 2.42:** Règle de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- Le règlement du béton armé aux états limites (BAEL 91).

Les unités utilisées sont les suivantes :

- Mètre (m) pour les dimensions des trames et des hauteurs.
- Centimètre (cm) pour les dimensions des sections (h, b, d, c, etc).
- Centimètre Carré (cm²) pour les sections d'acier.
- Méga pascal (MPa) pour les contraintes.
- kilo Newton (KN) pour les charges appliquées (G, Q, S, etc).
- kilo Newton- Mètre (KNm) pour les moments.



Chapitre 2

Planchers

2.1. Introduction.

2.2. Dalle corps creux.

2.3. Dalles pleines.

1.1. Introduction

On appelle planchers des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...) et de les transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs) tout en assurant une meilleure séparation et isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Planchers à corps creux pour les étages courants.
- Planchers à dalles pleine pour les niveaux sous-sol et les balcons.

2.2. Planche à corps creux

Elles sont composées de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "**entrevous**" qui servent de coffrage perdu,
- les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de tractions grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée qui reprend les efforts de compressions.

La figure ci-dessous illustre la disposition des différents éléments d'un plancher à corps creux.

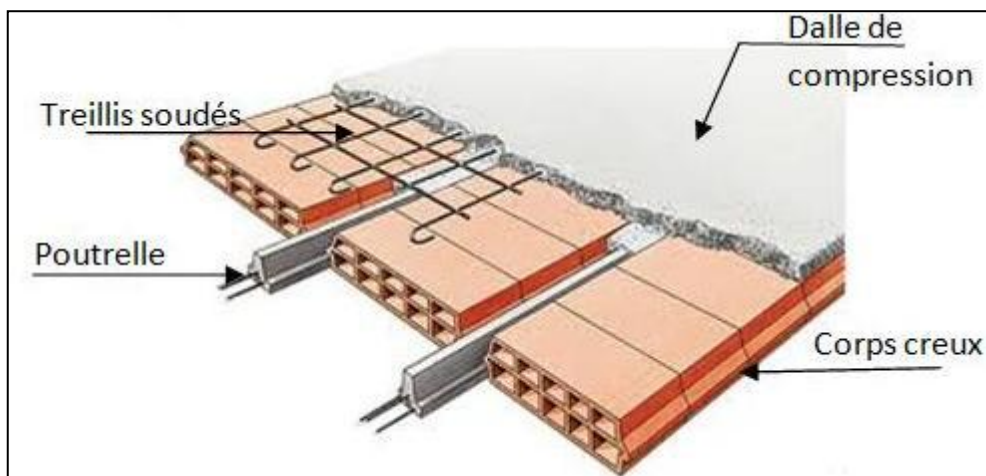


Figure 2.1 : Plancher à corps creux

2.2.1. Pré dimensionnement

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité (limitation de la flèche) donné par le CBA 93 article B.6.8.4.2.4:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

Avec : L : plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.
h : hauteur totale du plancher.

Planchers

Pour une portée $L= 4.05$ m, il faut que $h \geq 18$ cm

On opte pour une hauteur totale du plancher $h=21$ cm.

Ce qui donne un plancher constitué de hourdis de 16cm de hauteur et une table de compression de 5cm de hauteur.

Les dimensions des constituants des plancher sont :

- Hourdis : $l=65$ cm, $h=16$.
- Poutrelles : $b_0 = 12$ cm (largeur de la nervure).
- $b =65$ cm (largeur de la table de compression).
- $h_t= 20$ cm (hauteur de la poutrelle).
- $h_0= 5$ cm (hauteur de la table de compression).

2.2.2. Ferrailage

a-Poutrelle :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distantes par la longueur d'un corps creux (hourdis).

Pour le calcul du ferrailage nécessaire, nous allons considérer que le bétonnage de la table de compression est déjà fait. Dans ce cas la section transversale des poutrelles devient une section en T, la surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est une bande de largeur 0,65m. Un seul type de poutres continues est à envisagés mais qui différent selon les portées des travées.

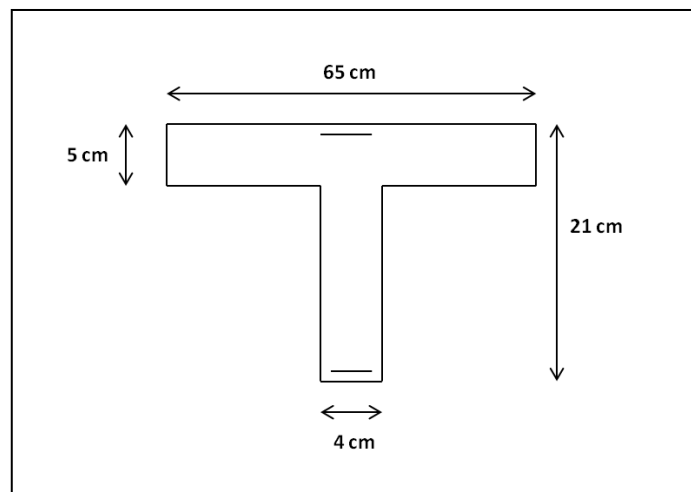


Figure 2.2 : Schéma de la poutrelle

On a deux types de planchers à corps creux selon les charges qu'ils portent, on choisit les sollicitations les plus défavorables parmi les deux :

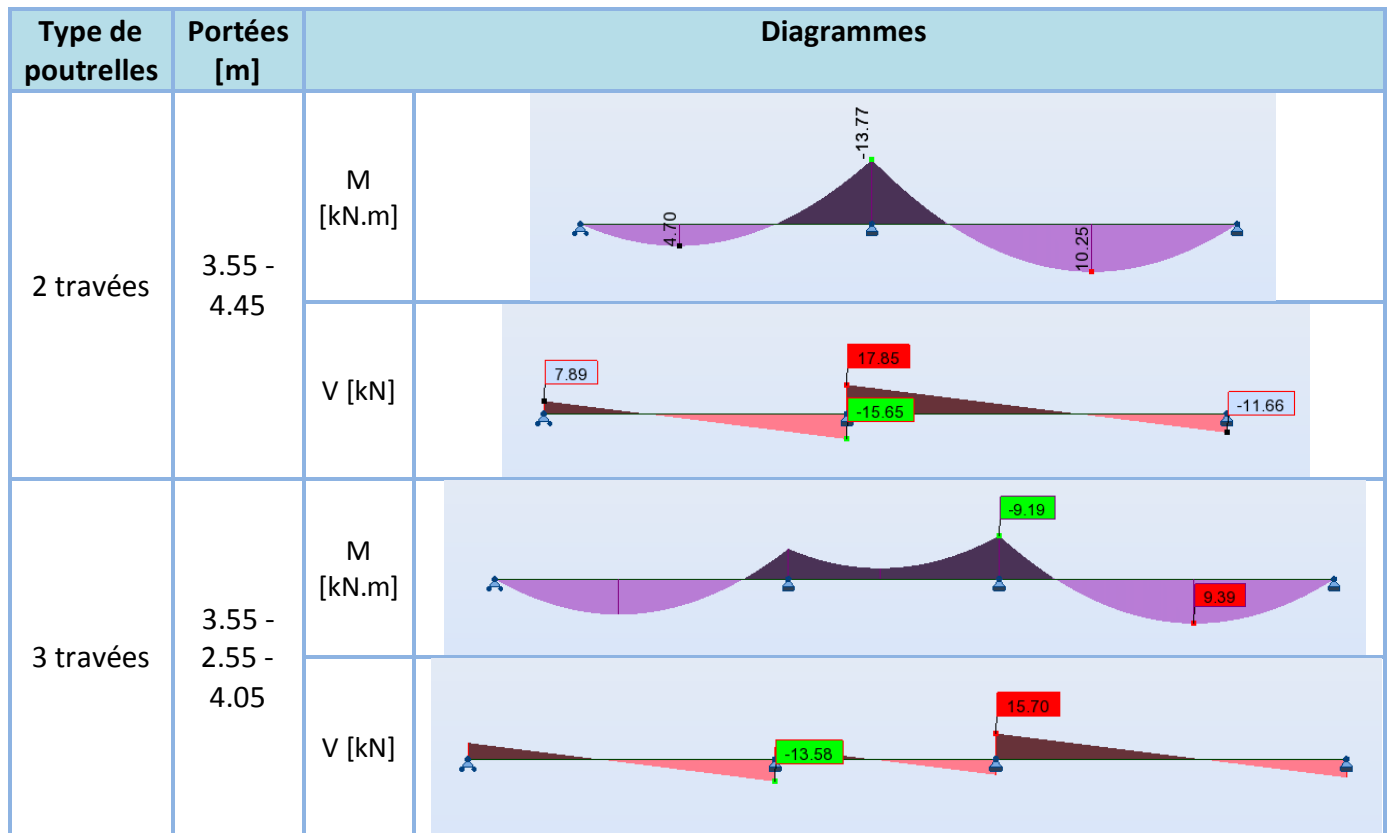
Planchers

Tableau 2.1 : Sollicitations de calcul de la poutrelle à l'ELU et à l'ELS en travée

Elément	G[kN/ml]	Q[kN/ml]	P _{ELU} [kN/ml]	P _{ELS} [kN/ml]
Plancher étage courant	3.51	0.957	6.174	4.47
Plancher terrasse	4.19	0.65	6.63	4.84

Nous avons 3 types de poutrelles à envisager, leurs diagrammes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.2 : Effort dans les poutrelles



Le tableau qui suit résume les efforts maximaux pour chaque type de poutrelle.

Tableau 2.3 : Sollicitations maximales sur les poutrelles

Type de poutrelles	Sollicitations	Valeurs maximales
2 travées	Moment sur appuis [kN.m]	-13.77
	Moment en travée [kN.m]	10.25
	Effort tranchant [kN]	17.85
3 travées	Moment sur appuis [kN.m]	-9.19
	Moment en travée [kN.m]	9.39
	Effort tranchant [kN]	15.70

Planchers

Calcul du ferrailage

La fissuration étant peu préjudiciable, le calcul du ferrailage se fera à l'ELU sous les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -13.77 \text{ kN.m} \\ M_t = 10.25 \text{ kN.m} \\ V = 15.70 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- **Ferrailage longitudinal**

La section de ferrailage adoptée à partir d'un calcul en flexion simple (selon l'organigramme de la flexion simple dans Annexe) est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.4 : Ferrailage longitudinal des poutrelles

	M_a [kNm]	μ	A_s [cm ²]	Choix d'armatures
Appui	-13.77	0.044	1.8	2HA12
Travée	10.25	0.034	1.33	3HA8

➤ Condition de non fragilité (article A.4.2 du BAEL 91) :

$$\frac{A_s}{A_b} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Cette condition est vérifiée dans le cas du ferrailage en travée et sur appuis.

- **Ferrailage transversal**

L'effort tranchant maximal est : $V_{max} = 15.70 \text{ kN}$

La contrainte de cisaillement s'écrit :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Puisque la condition est vérifiée, le béton seul suffit à reprendre les efforts tranchants. Nous disposerons néanmoins un pourcentage minimal d'armatures transversales :

$$\Phi_t = \min \{ h/35; \Phi_l; b_0/10 \}$$

$S_t = \min \{ 0.9 d; 40 \text{ cm} \} \Rightarrow$ Nous prenons des $\Phi 8$ avec un espacement de 16 cm.

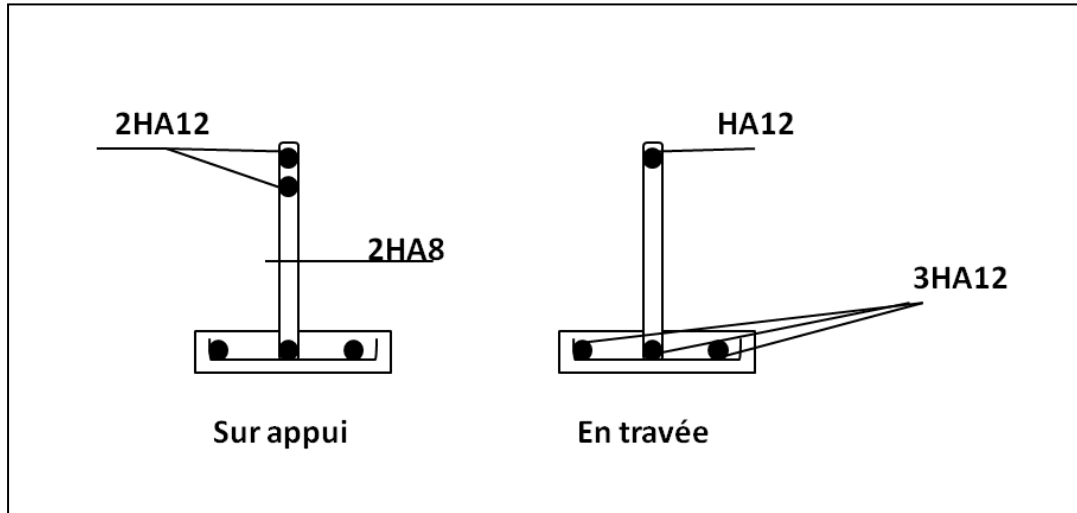


Figure 2.3 : Ferrailage des poutrelles

b-Table de compression:

La table de compression a une épaisseur de 5 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 B 6.8.4.2.3 du CBA, la section d'armatures 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'armature dans le sens perpendiculaire aux nervures est donné par :

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

Où :

l : Espacement entre les poutrelles 65cm;

f_e : Contraintes limites des aciers 400MPa

Le diamètre des barres doit être tel que : $\Phi = \min \{h/35;b/10\}$, nous prenons un diamètre $\Phi = 6$ mm pour les deux sens.

Ainsi, nous obtenons :

$$A_s > 1.00 \text{ cm}^2$$

Par conséquent, nous utiliserons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudés de maillage 150 x 150 mm et de nuance FeE400 avec un diamètre $\phi 6$.

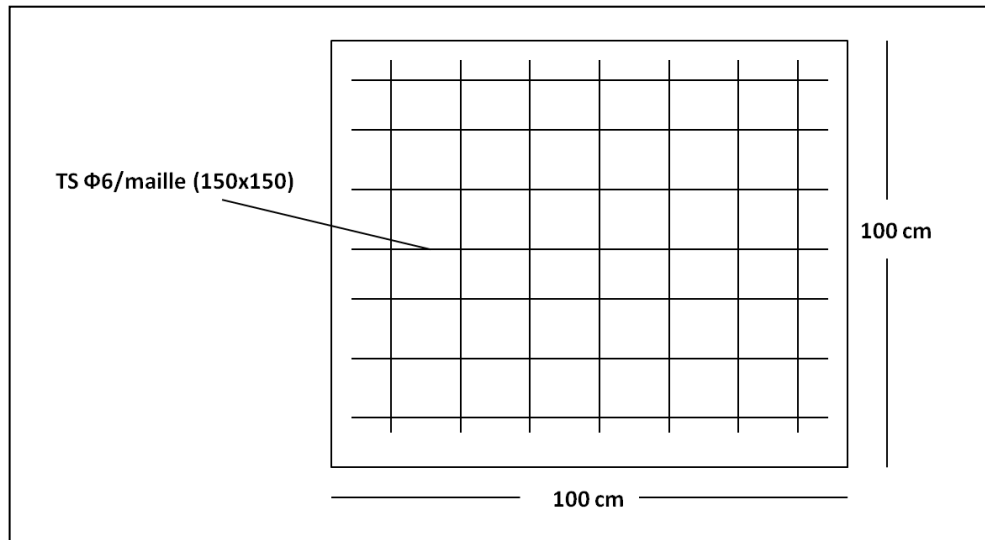


Figure 2.4 : Ferrailage de la table de compression

2.3. Dalles pleines

2.3.1. Pré dimensionnement

L'épaisseur de la dalle pleine doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de résistance au feu :**

La condition de résistance au feu pour le choix de l'épaisseur s'exprime comme suit :

$e = 7$ cm pour 1 heure de coupe-feu

$e = 11$ cm pour 2 heures de coupe-feu

$e = 17.5$ cm pour 4 heures de coupe-feu

- **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 supérieure ou égale à 13 cm.

- **Résistance à la flexion :**

Dalle reposant sur deux appuis : $L/35 \leq e \leq L/30$

Dalle reposant sur 4 appuis: $L/50 \leq e \leq L/40$

Où L : portée maximale = 6.7 m pour les planchers des sous-sols et 1.5 m pour les balcons

Ce qui nous donne : $\left\{ \begin{array}{l} 13.4 \leq e \leq 16.75 \text{ cm pour le plancher sous-sol} \\ 4.3 \leq e \leq 5 \text{ cm pour le balcon} \end{array} \right.$

Planchers

Pour essayer de respecter les conditions précédentes, nous optons pour une dalle d'épaisseur de 20 cm pour les planchers sous-sol et 15 cm pour les balcons.

2.3.2. Calcul du ferrailage du plancher sous-sol

Nous avons prévu une dalle pleine pour les planchers des sous-sols afin d'obtenir une résistance suffisante aux charges descendantes. Notre calcul sera fait pour une bande de 1.00 m de largeur sur toute la longueur du panneau le plus sollicité, on considère que ce panneau dalle travaille dans les deux sens, on calcule le ferrailage en flexion simple:

Tableau 2.5 : Ferrailage des dalles.

Section (cmxcm)	Sens (m)	M(KNm)		Combinaison	As (cm ²)		As(C.N.F) (cm ²)	Choix	
		Appui	Travée		Appui	Travée		Appuis	Travée
100x20	Lx	-28	17	ELU	7.26	4.26	1.44	HA12 e=15	HA12 e=15
	Ly	-29	17		7.55	4.26			

l_x et l_y sont les dimensions du panneau le plus sollicité avec $l_x \leq l_y$.

Vérification des contraintes à l'ELS:

On a une fissuration non préjudiciable, on ne vérifie donc que les sections en béton.

Tableau 2.6 : Vérification des dalles vis-à-vis des contraintes à L'ELS

Section (cm × cm)	Sens (m)	M (KNm)	Combinaison	σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérifiée
100x15	Lx	20	G+Q	8.84	15	OK
	Ly	21		9.28		OK

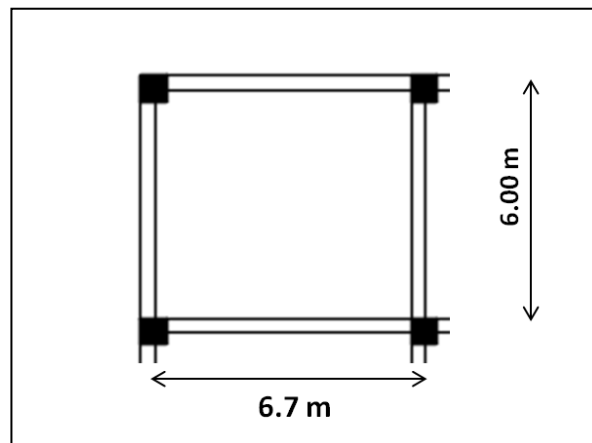


Figure 2.5 : Panneau dalle le plus sollicité au niveau des sous-sols

Planchers

Condition de non fragilité:

Selon le Bael 91, Article B.7.4 la condition de non fragilité s'écrit :

$$A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \alpha)}{2} bd = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 bd = 1.08 \text{ cm}^2$$

Avec :

$\rho_0 = 0.6\text{‰}$ pour des aciers haute adhérence de classe Fe E500.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6}{6.7} = 0.895$; l_x et l_y sont les dimensions de la dalle avec $l_x \leq l_y$.

La condition de non fragilité est bien vérifiée pour les deux sens.

Vérification au cisaillement:

Selon le Bael 91, Article A.5.2.2, On doit vérifier que la contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \frac{\text{Max}(V_x; V_y)}{0.9bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Tableau 2.7 : Vérification des dalles au cisaillement

Section (cm × cm)	V_x (KN)	V_y (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifiée
100x15	60	56	ELU	0.33	1.17	OK

Le schéma de ferrailage de la dalle pleine est illustré dans la figure qui suit :

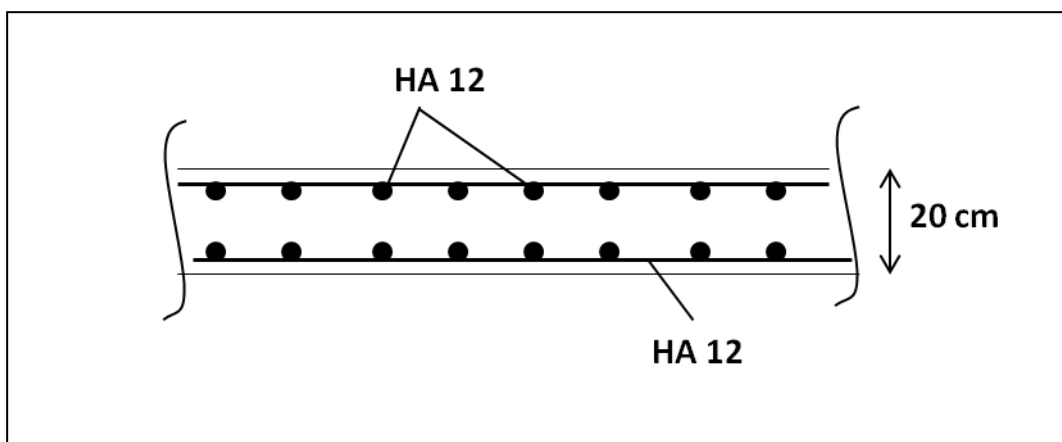


Figure 2.6 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine

Planchers

2.3.3. Calcul du ferrailage du Balcon :

Nous avons prévu pour les balcons une dalle pleine de 15 cm d'épaisseur. De la même façon on prend une bande de largeur 1 m et on considère que ce panneau dalle travaille dans un seul sens.

Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple, il résumé dans le tableau suivant :

Tableau 2.8 : Ferrailage du balcon

Section (cmxcm)	M (KNm)	Combinaison	As (cm ²)	As (C.N.F) (cm ²)	Choix
100x15	-27	ELU	6.98	1.44	HA12 e=10cm

Vérification des contraintes:

On a une fissuration non préjudiciable, on ne vérifie donc que les sections en béton.

Tableau 2.9 : Vérification vis-à-vis des contraintes à L'ELS pour les balcons

Section (cm × cm)	M (KNm)	Combinaison	σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérifiée
100x15	-20	G+Q	8.22	15	OK

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0.23 \frac{b.d.f_{t28}}{f_e} = 2.13 \text{cm}^2, \text{ la condition est bien vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement:

$$\text{On doit vérifier que: } \tau = \frac{V}{0.9bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa}$$

Planchers

Tableau 2.10 : Vérification au cisaillement pour les balcons

Section (cm × cm)	V (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifiée
100x15	58	ELU	0.43	1.17	OK

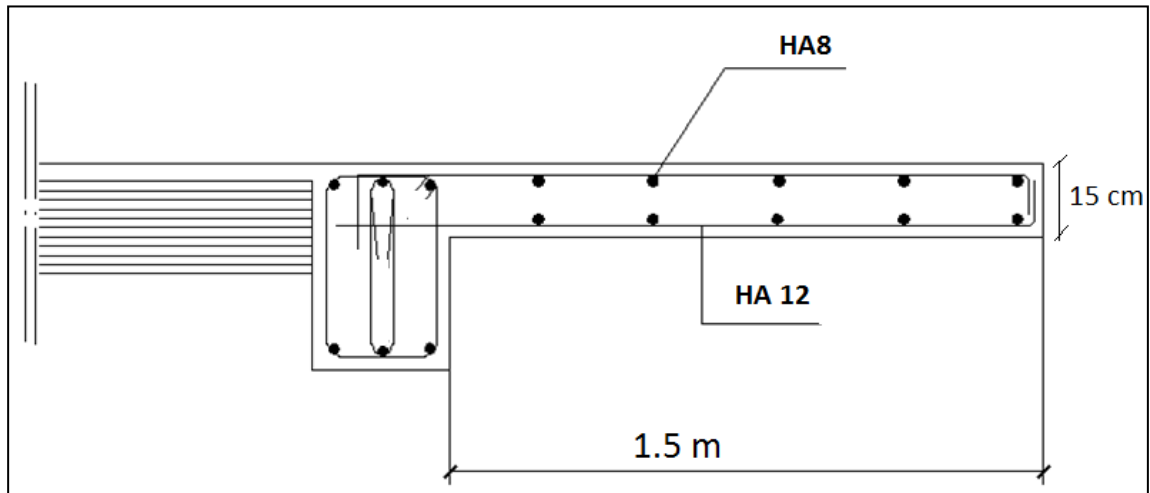


Figure 2.7 : Schéma de ferrailage du balcon



Chapitre 3

Pré dimensionnement Des éléments structuraux

3.1. Introduction.

3.1. Evaluation des charges et surcharges.

3.3. Pré dimensionnement des poutres.

3.4. Pré dimensionnement des poteaux.

3.5. Pré dimensionnement des voiles.

3.6. Conclusion.

Pré dimensionnement des éléments structuraux

3.1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments structuraux est une étape primordiale lorsqu'on veut dimensionner une structure lors de l'avant projet ou pour la descente de charge.

Le pré dimensionnement découle généralement des conditions de limitation des déformations en s'appuyant sur des formules empiriques basées sur l'expérience et l'observation des ingénieurs, et en prenant en considération aussi les règlements Algériens en l'occurrence les RPA 99 version 2003 et les règles de Calcul de Béton Armé CBA 93.

Dans ce chapitre, nous allons d'abord faire une évaluation des charges et surcharges puis on poursuit par un pré dimensionnement des éléments suivant :

- Poutres,
- Poteaux,
- Voiles.

3.2. Evaluation des charges et surcharges

3.2.1. Charges permanentes G

Plancher terrasse :

Tableau 3.1 : Charges permanentes du plancher terrasse

Couche	Epaisseur [cm]	G[kN/m ²]
Gravillon de protection	5	0.80
Etanchéité multicouche	2	0.12
Forme de pente en béton	10	2.20
Isolation thermique	4	0.16
Plancher corps creux	16+5	2.80
Mortier de ciment	2	0.36
		G=6.44 KN/m²

Plancher étage courant (logements):

Tableau 3.2 : Charges permanentes d'un plancher courant

Couche	Epaisseur [cm]	G[kN/m ²]
Revêtement carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.44
Lit de sable	2	0.36
Plancher corps creux	16+5	2.80
Mortier de ciment	2	0.36
Cloison de distribution	/	1.00
		G=5.40 KN/m²

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Plancher esplanade:

Tableau 3.3 : Charges permanentes du plancher esplanade

Couche	Epaisseur [cm]	G[kN/m ²]
Revêtement carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.44
Lit de sable	2	0.36
Plancher corps creux	16+5	2.80
Mortier de ciment	2	0.36
Cloison de distribution	/	1.00
		G=5.40 KN/m²

Plancher sous-sol (parking):

Tableau 3.4 : Charges permanentes d'un plancher sous-sol

Couche	Epaisseur [cm]	G[kN/m ²]
Plancher dalle pleine	20	5.00
Mortier de ciment	2	0.36
Cloison de distribution	/	1.00
		G=6.36 KN/m²

Escalier

Tableau 3.5 : Charges permanentes des escaliers

	Couche	Epaisseur [cm]	G[kN/m ²]
Palier	Revêtement carrelage	2	0.44
	Mortier de pose	2	0.44
	Palier dalle pleine	15	3,75
	Mortier de ciment	2	0.36
			G=4.99 KN/m²
Palliasse	Revêtement carrelage	2	0.44
	Mortier de pose	2	0.44
	Palliasse dalle pleine	$15 / \cos \alpha$	4,25
	Marche	17/2	1.87
	Mortier de ciment	2	0.36
			G=7.36 KN/m²

Pré dimensionnement des éléments structuraux

3.2.2. Charges d'exploitations Q

Les charges d'exploitation sont généralement définies en fonction de l'utilisation future des locaux. Pour le bâtiment faisant l'objet de cette étude, les valeurs retenues sont présentées dans le tableau 3.6.

Tableau 3.6 : Surcharges d'exploitation

Nature du local	Charge[kN/m ²]
Terrasse inaccessible	1
Plancher courant	1.5
Plancher sous-sol	2.5
Plancher esplanade	4
Balcon d'habitation	3.5
Escalier	2.5

3.3. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, transmettant les charges et les surcharges provenant des planchers (en plus de leurs poids propres) aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux).

Le pré dimensionnement est effectué pour la plus grande portée des poutres à l'aide des formules suivantes :

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

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Où :

L : La plus grande portée entre axes;

h : La hauteur de la section de la poutre;

b : La largeur de la section de la poutre.

Les dimensions h et b choisies devront être supérieures aux valeurs minimales réglementaires. Le RPA99 version 2003 exige pour les poutres, de respecter les dimensions suivantes :

- b ≥ 20 cm

- h ≥ 30 cm

- h/b ≤ 4

Pré dimensionnement des éléments structuraux

3.3.1. Poutres longitudinales

Dans le sens des poutres longitudinales la plus grande portée est $L = 670$ cm.

Donc : $44.67 \text{ cm} \leq h \leq 67 \text{ cm}$

Soit pour $h = 60 \text{ cm}$:

$$24 \text{ cm} \leq b \leq 42 \text{ cm}$$

On opte pour les poutres longitudinales des poutres de section $(40 \times 60) \text{ cm}^2$ pour tous les niveaux du bâtiment.

3.3.2. Poutres transversales

Dans le sens des poutres transversales la plus grande portée est $L = 600$ cm

$$40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$$

Soit pour $h = 30 \text{ cm}$

$$20 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

On opte pour les poutres transversales des poutres de section $(30 \times 50) \text{ cm}^2$ pour tous les niveaux du bâtiment.

Vérifications

Les vérifications nécessaires sont regroupées dans le tableau 3.7 :

Tableau 3.7 : Vérification des sections des poutres

Condition	Poutre longitudinale	Poutre transversale	vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	40 cm	30 cm	Vérifiée
$h \geq 30 \text{ cm}$	60 cm	50 cm	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.5	1.67	Vérifiée

3.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un élément généralement vertical, dont une dimension, la longueur, est grande par rapport aux deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur l'article (B.8.4.1) du CBA 93 qui exige que l'effort normal ultime N_{ult} agissant sur le poteau soit au plus égal à :

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

Avec

N_{ult} : Effort normal maximal à l'ELU calculé par la descente de charge ;

B_r : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles réduites de

Pré dimensionnement des éléments structuraux

2cm (1cm sur le pourtour) ;

$\gamma_b = 1,50$ et $\gamma_s = 1,15$: coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

f_{c28} et f_e : résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

A_s : section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,9% de la section réelle du poteau en zone (III) d'après le RPA 99/2003.

α : Coefficient fonction de l'élançement du poteau donné par le CBA 93 comme suit :

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

Avec :

λ : Élançement du poteau $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement ; $l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.40 = 2.38$ m

l_0 : longueur libre du poteau ; $l_0 = 3.40$ m

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.

Selon le CBA 93, une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins 3 travées.

Pour arriver à déterminer les différentes sections des poteaux, une descente de charges est nécessaire afin de prendre en compte tous les charges et les surcharge appliquées.

3.4.1. Effort normal dû aux charges permanentes :

La surface du plancher reprise par le poteau le plus sollicité est donnée par la figure 3.1 :

Pré dimensionnement des éléments structuraux

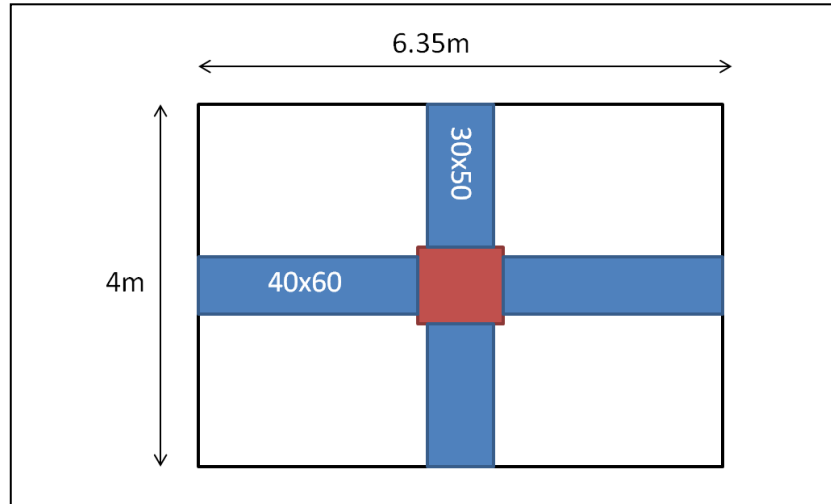


Figure 3.1 : Surface du plancher reprise par le poteau le plus sollicité

Soit $S=25.4\text{m}^2$ la surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité dans un niveau. Pour chaque niveau l'effort normal dû aux charges permanentes N_G repris par ce poteau est donné par :

$$N_G = N_{\text{plancher}} + N_{\text{poutres}} + N_{\text{poteau}}$$

N_{plancher} : Effort normal dû aux charges permanentes des planchers repris par le poteau le plus sollicité.

N_{poutres} : Effort normal dû aux charges permanentes des poutres repris par le poteau le plus sollicité.

N_{poteau} : Effort normal dû aux poids propre du poteau.

Soit :

$$N_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} * S$$

Tableau 3.8 : Effort normal dû aux charges permanentes des planchers repris par le poteau le plus sollicité

plancher	Charge permanente G_{plancher} [kN/m ²]	Surface d'influence S [m ²]	N_{plancher} [kN]
Terrasse	6.44	25.4	163.58
Etage courant	5.4	25.4	137.16
Sous-sol	6.36	25.4	161.54

$$N_{\text{poutres}} = G_{\text{poutres}} * l$$

Avec l : longueur des poutres revenant au poteau.

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau 3.9 : Effort normal dû aux charges permanentes des poutres repris par le poteau le plus sollicité

Poutre	Charge permanente $G_{poutres}$ [kN/m]	Longueur d'influence [m]	$N_{poutres}$ [kN]	
Poutre longitudinale (40x60)	$G_{pp} = 0.4 * 0.6 * 25 = 6$	6.35	$N_{pp} = 38.1$	$N_{poutres} = 53.1$
Poutre transversale (30x50)	$G_{ps} = 0.3 * 0.5 * 25 = 3.75$	4	$N_{ps} = 15$	

$N_{poteau} = a * b * 3.4m * 25kN/m^3$ avec a et b les dimensions du sont les dimensions de la section des poteaux. Dans notre cas la section est carrée.

3.4.2. Effort normal dû aux charges d'exploitation :

Pour chaque niveau, l'effort normal N_Q dû aux charges d'exploitation est donné par :

$$N_Q = Q_{plancher} * S$$

$Q_{plancher}$: Charges d'exploitation des différents planchers.

Tableau 3.10 : Effort normal dû aux charges d'exploitation

plancher	Charge D'exploitation $Q_{plancher}$ [kN/m]	Surface d'influence $S[m^2]$	N_Q [kN]
Terrasse	$Q_0 = 1$	25.4	25.4
Etage courant	$Q_{ec} = 1.5$	25.4	38.1
Esplanade	$Q_{espl} = 4$	25.4	101.6
Sous-sol	$Q_{ss} = 2.5$	25.4	63.5

3.4.3. Loi de dégression des charges

Les règles de calcul du béton armé (BAEL 99) exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments avec un nombre important d'étages, et où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est résumée dans le tableau suivant :

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau 3.11 : Dégression des charges

Niveau	Opération	Surface d'influence S[m ²]	N _Q cumulée [kN]
Sous la terrasse	Q ₀	25.4	25.4
Sous le 11 ^{ème} étage	Q ₀ + Q _{ec}	25.4	63.5
Sous le 10 ^{ème} étage	Q ₀ + 0.95 (2Q _{ec})	25.4	97.79
Sous le 9 ^{ème} étage	Q ₀ + 0.9 (3Q _{ec})	25.4	128.27
Sous le 8 ^{ème} étage	Q ₀ + 0.85 (4Q _{ec})	25.4	154.94
Sous le 7 ^{ème} étage	Q ₀ + 0.8 (5Q _{ec})	25.4	177.8
Sous le 6 ^{ème} étage	Q ₀ + 0.75 (6Q _{ec})	25.4	196.85
Sous le 5 ^{ème} étage	Q ₀ + 0.71 (7Q _{ec})	25.4	214.76
Sous le 4 ^{ème} étage	Q ₀ + 0.69 (8Q _{ec})	25.4	235.71
Sous le 3 ^{ème} étage	Q ₀ + 0.67 (9Q _{ec})	25.4	255.143
Sous le 2 ^{er} étage	Q ₀ + 0.65 (10Q _{ec})	25.4	273.05
Sous le 1 ^{er} étage	Q ₀ + 0.64 (11Q _{ec})	25.4	293.62
Sous le RDC	Q ₀ + 0.64 (11Q _{ec}) + Q _{espl}	25.4	395.22
Sous le 1 ^{ème} sous-sol	Q ₀ + 0.64 (11Q _{ec}) + Q _{espl} + Q _{ss}	25.4	458.72
Sous le 2 ^{ème} sous-sol	Q ₀ + 0.64 (11Q _{ec}) + Q _{espl} + 2Q _{ss}	25.4	522.22
Sous le 3 ^{ème} sous-sol	Q ₀ + 0.64 (11Q _{ec}) + Q _{espl} + 3Q _{ss}	25.4	585.72
Sous le 4 ^{ème} sous-sol	Q ₀ + 0.64 (11Q _{ec}) + Q _{espl} + 4Q _{ss}	25.4	649.22

Pour satisfaire la condition de l'effort normal ultime il faut que pour chaque niveau :

$$1.1N_{ult} \leq N_{CBA}$$

Avec :

$$N_{CBA} = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] : \text{Effort normal résistant.}$$

1.1N_{ult} : Effort normal calculé par la descente de charge et majoré par 10%.

Récapitulatif

Le tableau 3.12 regroupe les charges permanentes et les surcharges revenant aux poteaux aux différents niveaux ainsi que les sections choisies.

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau 3.12 : Efforts normaux par la descente des charges et sections adoptées

Niveau	Charge permanente					Charge d'exploit	1.1N _{ult} (kN)	Section adopté	N _{CBA} (kN)	Vérification
	N _{plancher} (kN)	N _{poutre} (kN)	N _{poteau} (kN)	N _G (kN)	N _G Cumulé (kN)	N _Q Cumulé (kN)				
11	163.58	53.1	13.6	230.28	230.28	25.4	383.88	40x40	2542	vérifié
10	137.16	53.1	13.6	203.86	434.14	63.5	749.48	40x40	2542	vérifié
09	137.16	53.1	21.25	211.51	645.65	97.79	1120.14	50x50	4183.2	vérifié
08	137.16	53.1	21.25	211.51	857.16	128.27	1484.53	50x50	4183.2	vérifié
07	137.16	53.1	21.25	211.51	1068.67	154.94	1842.63	50x50	4183.2	vérifié
06	137.16	53.1	30.6	220.86	1289.53	177.8	2208.32	60x60	6241.2	vérifié
05	137.16	53.1	30.6	220.86	1510.39	196.85	2567.73	60x60	6241.2	vérifié
04	137.16	53.1	30.6	220.86	1731.25	214.76	2925.26	60x60	6241.2	vérifié
03	137.16	53.1	41.65	231.91	1963.16	235.71	3304.21	70x70	8437	vérifié
02	137.16	53.1	41.65	231.91	2195.07	255.14	3680.66	70x70	8437	vérifié
01	137.16	53.1	41.65	231.91	2426.98	273.05	4054.60	70x70	8437	vérifié
RDC	137.16	53.1	54.4	244.66	2671.64	293.62	4451.86	80x80	11088	vérifié
Espl	137.16	53.1	54.4	244.66	2916.3	395.22	4982.82	80x80	11088	vérifié
2^{ème} SS	161.54	53.1	54.4	269.04	3185.34	458.72	5487.12	80x80	11088	vérifié
3^{ème} SS	161.54	53.1	54.4	269.04	3454.38	522.22	5991.42	80x80	11088	vérifié
4^{ème} SS	161.54	53.1	54.4	269.04	3723.42	585.72	6495.72	80x80	11088	vérifié
5^{ème} SS	161.54	53.1	54.4	269.04	3992.46	649.22	7000.021	80x80	11088	vérifié

On remarque que les efforts normaux N_{CBA} correspondant aux sections adoptée sont nettement supérieurs à ceux calculés par la descente de charge, cette marge à été laissée pour satisfaire aux conditions qui vient par la suite et qui tient compte des charges sismiques. (Effort normal réduit par exemple).

Pré dimensionnement des éléments structuraux

3.5. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments résistants verticaux. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux par leur grande inertie. Ils participent aussi à la reprise des efforts verticaux.

Ils sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisant la condition :

$$L \geq 4e$$

Avec :

l : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

Tous les voiles du bâtiment étudié sont à about libre pas d'ouvertures envisagées.

Selon l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003 :

Pour les voiles à abouts libre :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3.4}{20} = 17 \text{ cm} \end{array} \right.$$

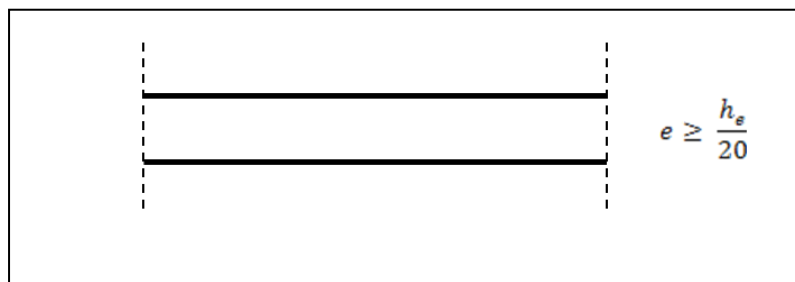


Figure 3.2 : Condition sur l'épaisseur du voile à about libre

On adopte une épaisseur minimale des voiles de 20cm. Les différentes épaisseurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3.13 : Pré dimensionnement des voiles.

Niveau	Epaisseur [cm]
Sous-sol 5, Sous-sol 4, Sous-sol 3, Sous-sol 2 Sous-sol 1, RDC.	30
1 ^{er} étage, 2 ^{ème} étage, 3 ^{ème} étage	25
4 ^{ème} étage, 5 ^{ème} étage, 6 ^{ème} étage, 7 ^{ème} étage, 8 ^{ème} étage, 9 ^{ème} étage, 10 ^{ème} étage, 11 ^{ème} étage	20

3.6. Conclusion

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré dimensionnement des éléments structuraux, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composants la structure de notre bâtiment :

➤ Poutres

- Poutres longitudinales : 40 x 60 cm
- Poutres transversales: 30 x 50 cm

➤ Voiles

- Epaisseur minimale : $e = 20$ cm

➤ Poteaux

- 5 Sous-sol, rez-de-chaussée: 80 x 80
- 1^{er} étage jusqu'au 3^{ème} étage : 70x70
- 4^{ème} étage jusqu'au 6^{ème} étage: 60 x 60
- 7^{ème} étage jusqu'au 9^{ème} étage: 50 x 50
- 10^{ème} et 11^{ème} étage: 40 x 40



Chapitre 4

Ferrailage

Des éléments non structuraux

4. 1. Introduction.

4.2. Escaliers.

4.3. Acrotère.

4. 1. Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments du bâtiment qui ne font pas partie de la structure porteuse, ils n'apportent pas de contribution à la résistance aux actions sismiques, et donc ils sont considérés comme éléments secondaires.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharge d'exploitation. Par ailleurs, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action des charges sismiques (composante verticale et horizontale), comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans ce chapitre nous allons aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Escalier
- Acrotère

4.2. Escalier

Un escalier est un élément non structurel permettant le passage d'un niveau à un autre, il est constitué de gradins et d'une dalle inclinée.

Dans notre cas les escaliers sont à deux volées avec un seul palier de repos.

4.2.1. Caractéristiques Géométriques

La détermination des caractéristiques géométriques des escaliers est donnée par des relations empiriques offrant des conditions de confort et de sécurité aux usagers, la relation plus utilisée est celle de Blondel :

$$55 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} 14 \leq h \leq 18 \\ 25 \leq g \leq 32 \\ h = \frac{H}{n} \text{ avec } H = \frac{h_e}{2} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la contre marche.

g : giron ou largeur de la marche.

L : longueur de la volée = 3 m.

n : nombre de marches.

h_e : hauteur d'étage = 3.4m.

En fixant le nombre de contre marches à 10, avec une hauteur d'étage H= 3.4m, on aura une hauteur de contre marches de h=17 cm et g = 30 cm.

Ces dimensions vérifient la relation de Blondel.

Donc : h= 17 cm ; g= 30 cm.

4.2.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse est déterminée par les relations suivantes :

- Limitation de la flèche : $e \geq \max \left\{ \frac{\text{Portée}(L')}{30}; 10\text{cm} \right\}$
- Condition de résistance : $\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$

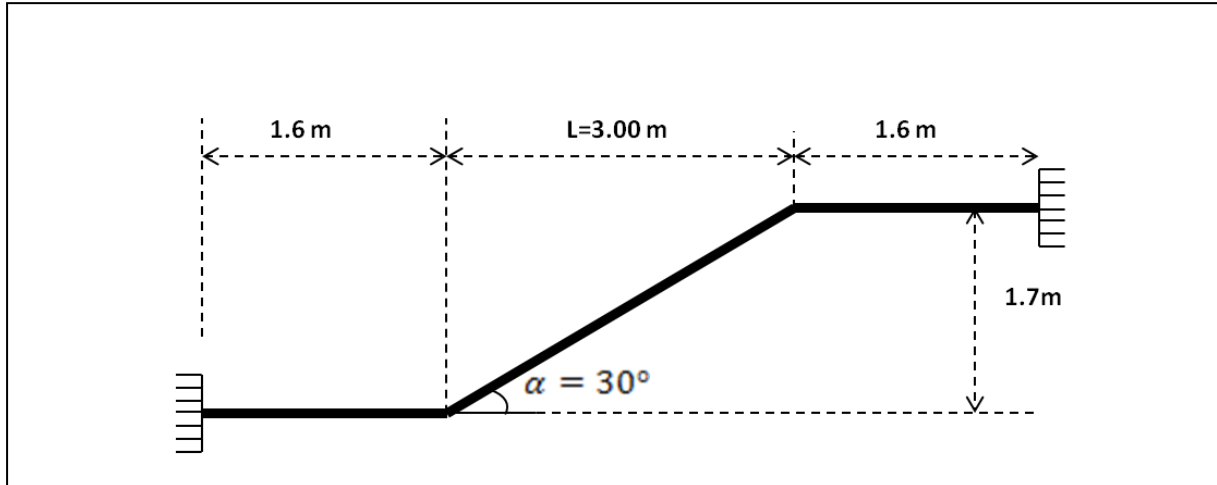


Figure 4.1 : Schéma de l'escalier

Pour $\alpha = 30^\circ$ et $L' = \frac{1.7}{\sin 30} = 3.4\text{m}$, on trouve une épaisseur $e = 15\text{cm}$.

En tenant compte de la continuité entre la paillasse et le palier, nous adopterons la même épaisseur pour le palier à savoir 15 cm.

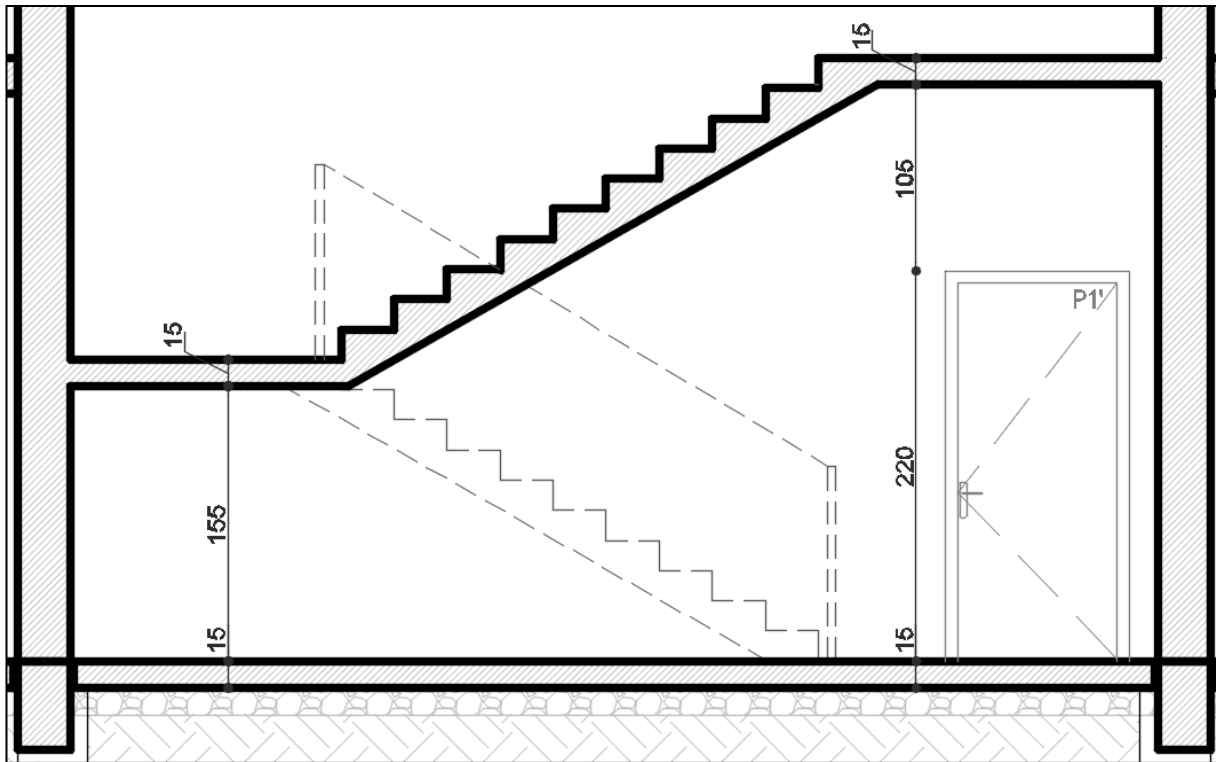


Figure 4.2 : Coupe transversale des escaliers

4.2.3. Evaluation des charges et surcharges

Les charges et les surcharges appliquées sur la paillasse et sur le palier sont données respectivement dans le tableau 4.1 :

Tableau 4.1 : Sollicitations escalier ELU et ELS en travée.

Elément	G[kN/ml]	Q[kN/ml]	P _{ELU} [kN/ml]	P _{ELS} [kN/ml]
Paillasse	7.36	2.5	13.7	9.86
Palier	4.99	2.5	10.49	7.49

4.2.4. Evaluation des sollicitations de calcul

La modélisation de l'escalier dans notre cas se rapporte à une poutre horizontale encastrée aux deux extrémités, de portée égale à 6.2m et de section (100×15) cm².

Dimensionnement des éléments non structuraux

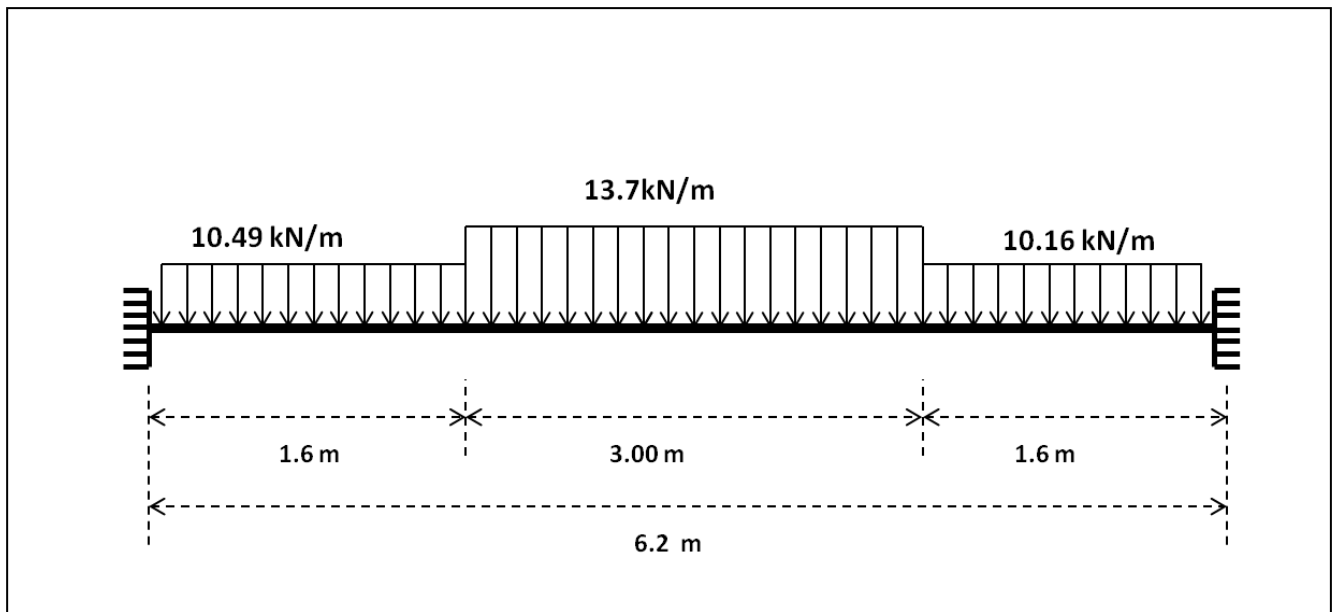


Figure 4.3 : Schéma statique de l'escalier

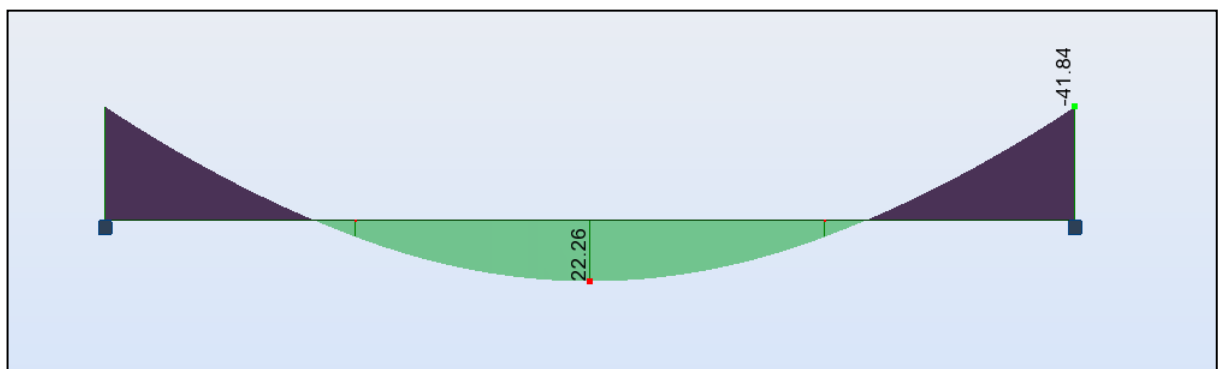


Figure 4.4 : Moment fléchissant de l'escalier à l'ELU (Autodesk Robot Analysis)

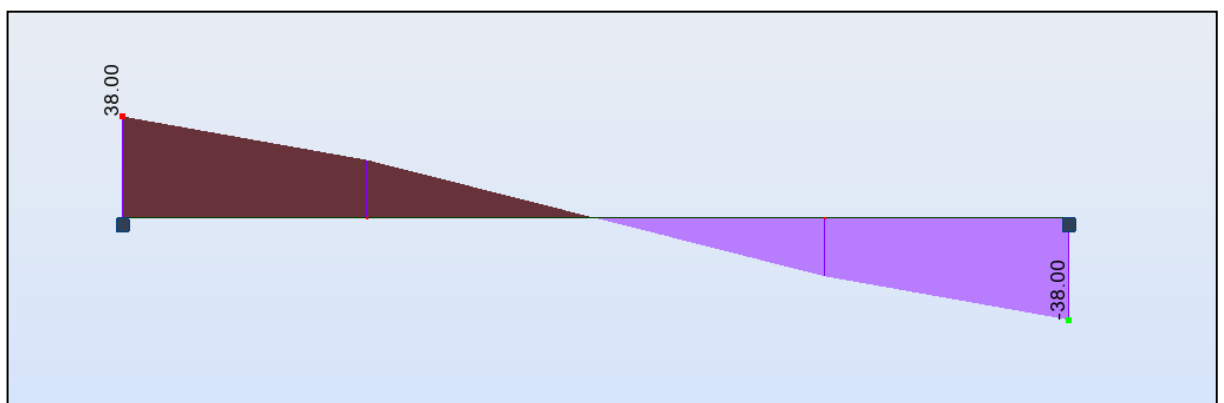


Figure 4.5 : Effort tranchant de l'escalier à l'ELU (Autodesk Robot Analysis)

Dimensionnement des éléments non structuraux

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

Tableau 4.2 : Sollicitations escalier ELU et ELS en travée.

Combinaison	Sur appui		En travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment fléchissant max [kN.m]	-41.84	-30.10	22.26	16.05
Effort tranchant max [kN.m]	38.00	27.9	/	/

4.2.5. Ferrailage de l'escalier

La section dangereuse en travée et sur appui est une section rectangulaire de 15 cm de hauteur (hauteur de la paillasse) et 100 cm comme largeur, avec un enrobage $c=3$ cm. Les calculs sont faits à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

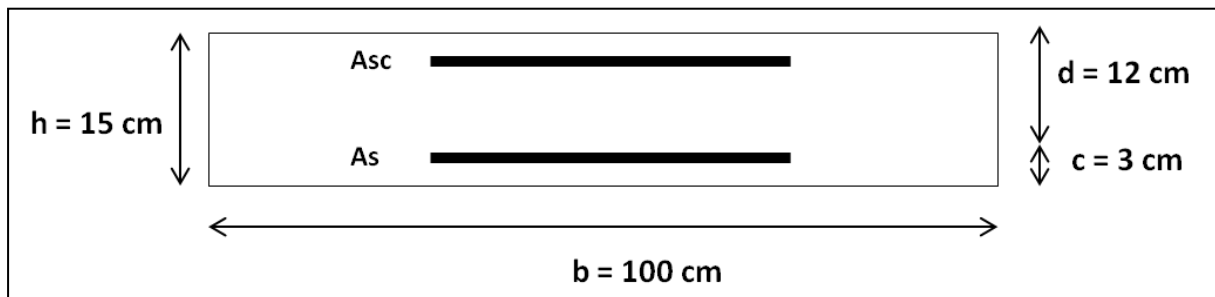


Figure 4.6 : Dimensions de la section de la paillasse et du palier

a- Calcul à l'ELU :

En s'appuyant sur l'organigramme de la flexion simple (voir Annexe) :

- Dimension de la section : $h = 0.15 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 0.12 \text{ m}$;
- Nuance de l'acier : $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ MPa}$;
- Qualité du béton : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$;

En travée :

Moment ultime : $M_u = 22.26 \text{ kN.m}$;

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.11; \quad \alpha = 1.25 \left[1 - \left(\sqrt{1 - 2\mu} \right) \right] = 0.15 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = 4.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } \mathbf{5HA14/m}.$$

Dimensionnement des éléments non structuraux

- Espacement $S_t = 15\text{cm} < S_{tmin} = 25\text{cm}$.
- Condition de non fragilité : $A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16\text{cm}^2 \Rightarrow A_s > A_{smin}$
- Armature de répartition : $A_{s,rép} = \frac{A_s}{4} = 1.18\text{cm}^2 \Rightarrow$ On prend **5HA10** avec $S_t = 15\text{cm}$.

Sur appui :

Moment ultime : $M_u = -41.84\text{ kN.m}$;

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.21; \quad \alpha = 1.25 \left[1 - \left(\sqrt{1 - 2\mu} \right) \right] = 0.3 > 0.259 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow A_s = 0$$

$$A_{sc} = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \mathbf{9.12\text{ cm}^2} \Rightarrow \text{On prend } \mathbf{6HA14/m}$$

- Espacement $S_t = 15\text{cm} < S_{tmin} = 25\text{cm}$
- Condition de non fragilité : $A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16\text{cm}^2 \Rightarrow A_{sc} > A_{smin}$
- Armature de répartition : $A_{s,rép} = \frac{A_{sc}}{4} = 2.28\text{cm}^2 \Rightarrow$ On prend **6HA10** avec $S_t = 15\text{cm}$

b- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = 0.32\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

La condition est vérifiée.

c- Vérification à L'ELS :

Sous la sollicitation de service M_{ser} les contraintes dans le béton et dans l'acier ne doivent pas dépasser :

- Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{ MPa}$
- Pour les aciers tendus : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$; $\bar{\sigma}_s$ étant fonction de la nuisibilité de la fissuration, dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable σ_s n'est pas limitée.

Dimensionnement des éléments non structuraux

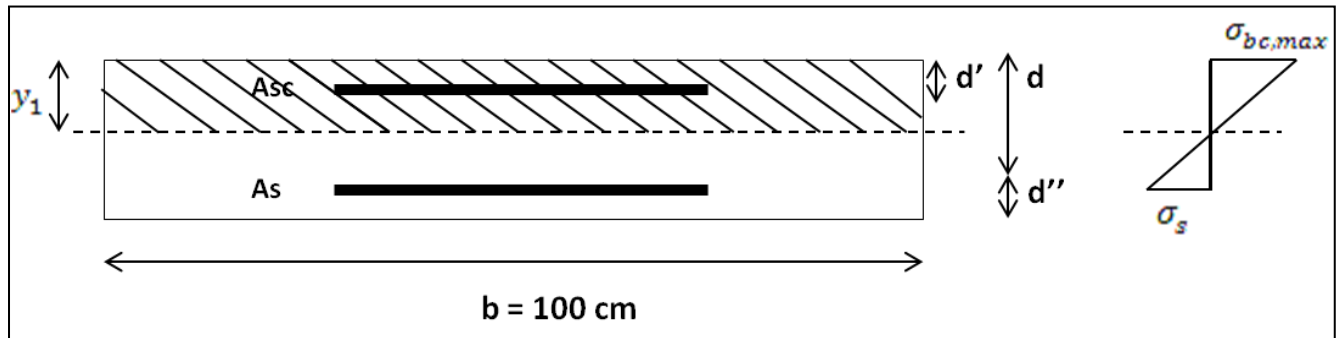


Figure 4.7 : Etat des contraintes dans la section de la paillasse et du palier

La contrainte maximale dans le béton correspondant à la fibre la plus comprimée :

$$\sigma_{bc,max} = \frac{M_{ser} \times y_1}{I_{hr}}$$

Avec :

y_1 : Position de l'axe neutre de la section homogène réduite par rapport à la fibre la plus comprimée.

I_{hr} : L'inertie de la section homogène réduite

$$I_{hr} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A_{sc}(y_1 - d')^2 - 15A_s(d - y_1)^2$$

Le moment statique de la section par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section homogène réduite est nulle et donné par :

$$\frac{b \times y_1^2}{2} + 15A_{sc}(y_1 - d') - 15A_s(d - y_1) = 0.$$

La résolution de cette équation permet de déterminer la position de l'axe neutre y_1 , et puis la détermination de la contrainte maximale dans le béton, on trouve :

En travée : $\sigma_{bc,max} = 6.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sur appui : $\sigma_{bc,max} = 11.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$

Le Schéma de ferrailage de l'escalier est représenté dans la figure 4.8.

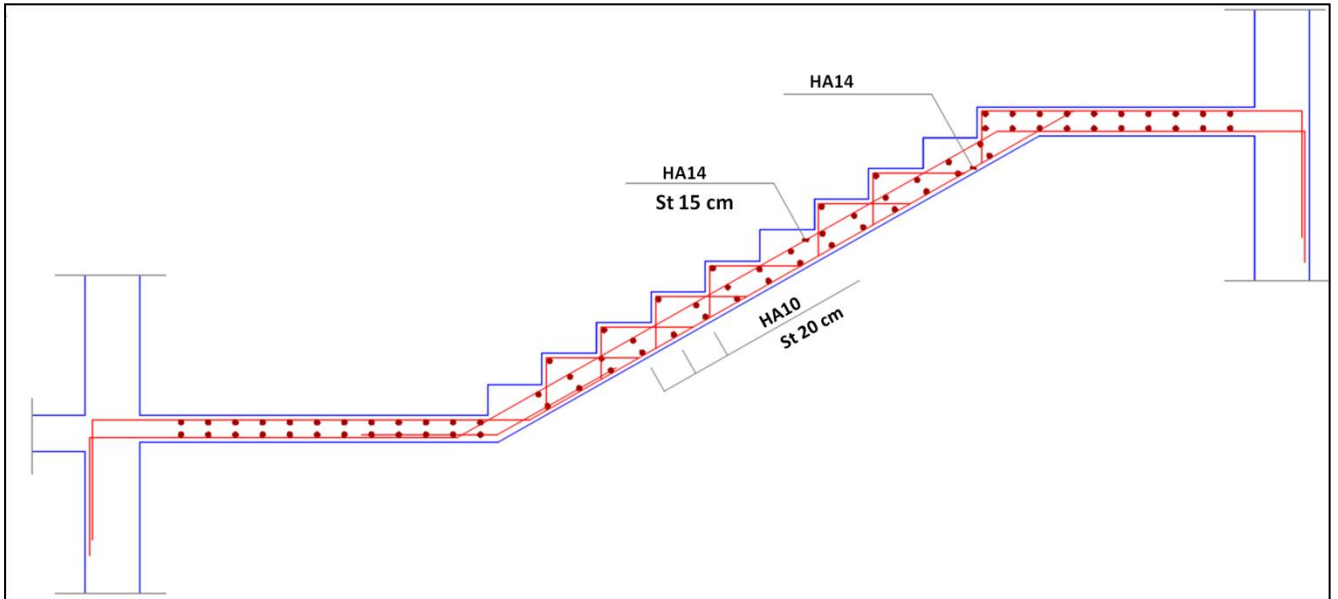


Figure 4.8 : Schéma de ferrailage des escaliers

4.3. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé contournant les planchers terrasses. Son rôle est de former un écran de protection empêchant toute chute de personnes. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la dalle de la terrasse. Il est exposé aux intempéries, donc il sera calculé pour une fissuration préjudiciable.

4.3.1. Dimensions et Modélisation de l'acrotère

Le calcul de l'acrotère se fera en flexion composée pour une bande de 1m linéaire à l'ELU et à l'ELS, avec une vérification vis-à-vis de la force sismique exigée par le RPA. L'acrotère est encastré à sa base. Les dimensions sont détaillées sur le schéma suivant :

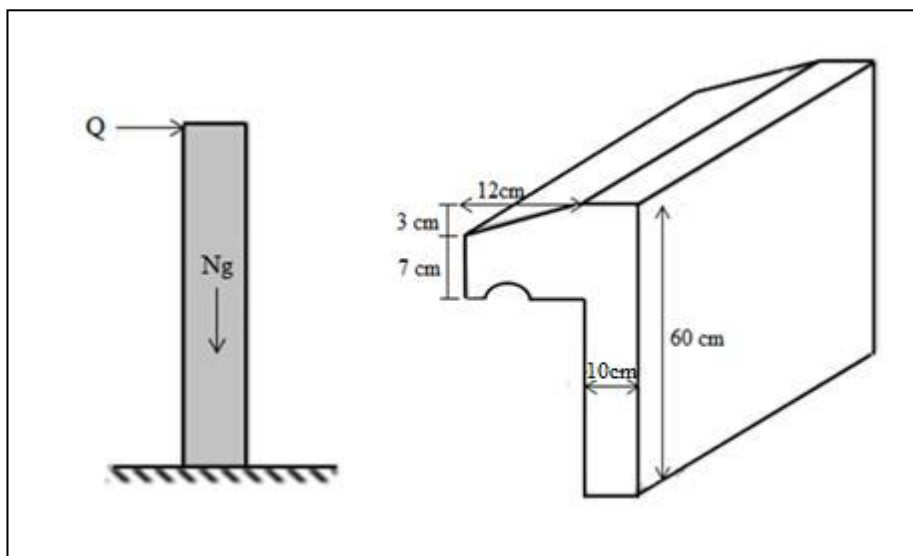


Figure 4.9 : Dimensions et modèle de calcul de l'acrotère

4.3.2. Vérification vis-à-vis de la force sismique

L'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel est appliquée une force horizontale « F_p » due au séisme, calculée par une formule donnée par le RPA comme suit :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone = 0.25

C_p : Facteur de force horizontale = 0.8

W_p : Poids de l'acrotère

$$W_p = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.22 \times 0.1) - \frac{1}{2}(0.12 \times 0.03) \right] \times 25 \frac{kN}{m^3} = 1.755 kN/ml$$

$$F_p = 1.404 kN/ml$$

La charge d'exploitation due à une main courante $Q = 1 kN/ml$.

$$F_p = 1.404 kN/ml < 1.5 \times Q = 1.5 kN/ml$$

Donc on peut effectuer le calcul à L'ELU tout en étant sûre que la force sismique dans l'acrotère est prise en considération.

4.3.3. Ferrailage de l'acrotère :

Les sollicitations de calcul vont être évaluées au niveau de la section dangereuse, qui est la section d'encastrement de l'acrotère sur le plancher terrasse. La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc il faut prendre le cas le plus défavorable entre l'ELU et l'ELS

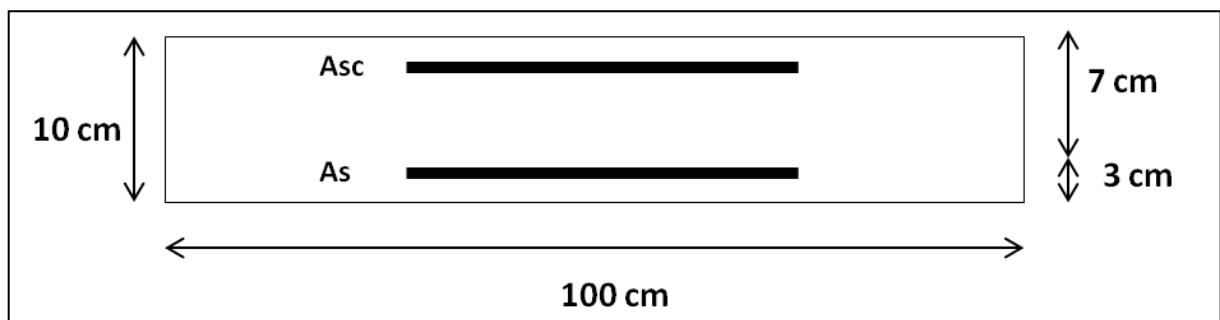


Figure 4.10 : Section dangereuse de l'acrotère pour une bande de 1m

Dimensionnement des éléments non structuraux

Les sollicitations de calcul sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 : Sollicitation de calcul de l'acrotère

G [kN/m]	1.755		
Q [kN/m]	1		
Sollicitation	M [kN.m/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
ELU	$M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.90$	$N_u = 1.35 \times G = 2.38$	$V_u = 1.5 \times Q = 1.5$
ELS	$M_{ser} = Q \times h = 0.60$	$M_{ser} = 1.755$	$V_{ser} = Q = 1.00$

Les résultats suivants ont été obtenus en suivant l'organigramme de la flexion composée de (voir Annexe).

a- ELU :

$$M_u = 0.90 \text{ kN.m/m}; N_u = 2.38 \text{ kN/m.}$$

$$d = 0.07 \text{ m}; h = 0.10 \text{ m.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 500 \text{ MPa.}$$

On trouve une section entièrement comprimée le calcul se fait par assimilation à la flexion simple, donc: $A_s = 0.26 \text{ cm}^2$

b- ELS :

$$M_u = 0.60 \text{ kN.m/m}; N_u = 1.755 \text{ kN/m}$$

$$d = 0.07 \text{ m}; h = 0.10 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 500 \text{ MPa}$$

On trouve une section entièrement comprimée le calcul se fait par assimilation à la flexion simple : $A_s = 0.17 \text{ cm}^2$

Le cas le plus défavorable est l'ELU, on retient donc $A_s = 0.26 \text{ cm}^2$.

Le ferrailage minimal est donné par la condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0.23 A_b \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_b = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\text{On trouve } A_{smin} = 0.97 \text{ cm}^2$$

c- Effort tranchant :

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{1,5 \times Q}{(1 \times 0,08)} = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

Par conséquent, pour le ferrailage de l'acrotère, la section minimale d'armature est retenue, elle est obtenue par la condition de non fragilité. A cela, il faut ajouter des armatures de répartition égales au moins un quart des armatures principales.

Nous prenons donc pour le ferrailage de l'acrotère :

- $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement [RPA]: $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$.

On prend donc : $S_t = 22 \text{ cm}$.

- $A_r = A_s/4$ donc: $A_r = 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement : $S_t = 60/4 = 15 \text{ cm}$.

On prend donc : $S_t = 13 \text{ cm}$.

Le ferrailage de l'acrotère est représenté dans la figure qui suit :

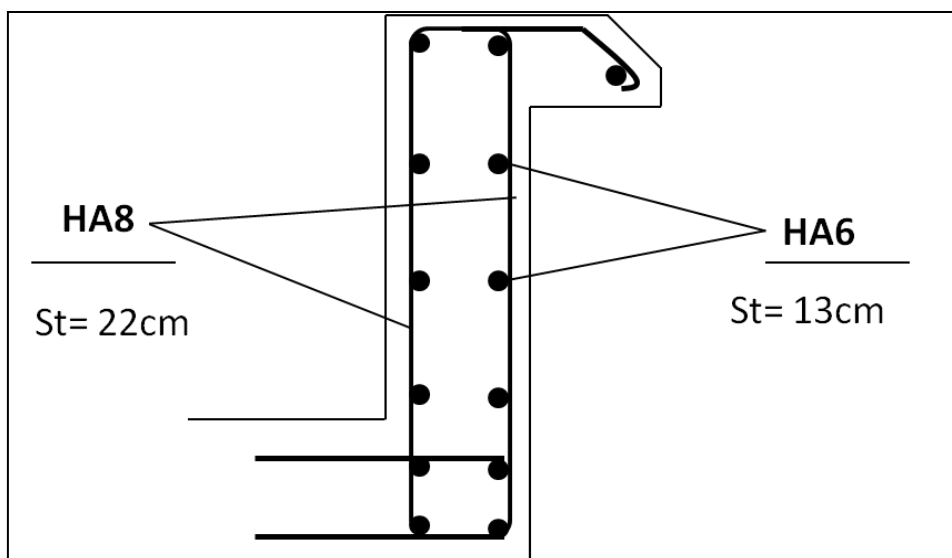


Figure 4.11 : Schéma de ferrailage de l'acrotère



Chapitre 5

Etude Dynamique

- 5.1. Introduction.
- 5.2. Méthodologie de l'étude.
- 5.3. Modélisation de la structure.
- 5.4. Analyse modale.
- 5.5. Calcul sismique de la structure.
- 5.6. Conclusion.

5.1. Introduction

La réponse de la structure à un séisme dépend de ses modes propres d'oscillation. Or ces modes propres de vibrations ne dépendent pas du séisme. Ils peuvent être visualisés lorsque la structure est en oscillations libres. C'est l'amplification plus ou moins importante de la réponse de la structure selon chacun de ces modes qui doit être identifiée par le calcul modal spectral.

5.2. Méthodologie de l'étude

Un calcul modal (dynamique) est effectué pour la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure. L'analyse a été menée sous les cas des charges statiques et dynamique. Les sollicitations maximales sous les combinaisons de ces cas de charges ont été déterminées.

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Établissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en éléments finis de la structure par le logiciel ETABS ;
- Définition des différentes charges statiques G et Q ;
- Définition des différentes charges dynamiques spectrales E_x et E_y ;
- Calcul et vérification.

5.3. Modélisation de la structure

En utilisant un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis «ETABS », le modèle de calcul a été établi comme suit :

- Les poteaux et les poutres sont assimilés à des éléments linéaires.
- Les voiles sont assimilés à des éléments surfaciques.
- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments sont introduites en utilisant le pré processeur du logiciel de calcul ETABS.
- La structure est supposée encastrée au niveau bas du 1er sous-sol.
- La concentration des masses a été faite, en utilisant la notion du diaphragme.
- Les charges permanentes et d'exploitations ont été appliquées sur les planchers qui reposent sur des poutres, qui à leurs tours cheminent les efforts aux poteaux.

Après plusieurs essais de modélisation, en changeant à chaque fois la disposition des voiles et en comparant les résultats modales, un dernier modèle a été choisi et jugé comme le meilleur parmi d'autres qui pourrait satisfaire à tous les conditions de résistance et de stabilité, ce modèle est illustré dans les figure 5.1 et 5.2.

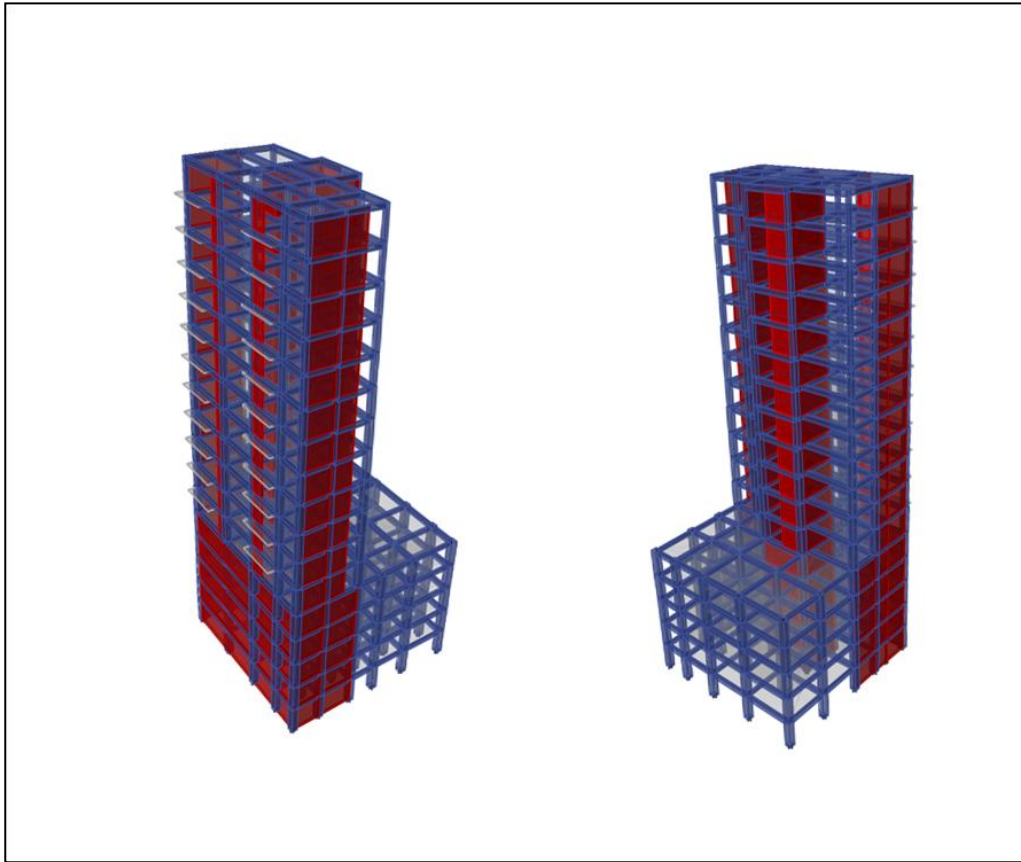


Figure 5.1 : Modèle 3D de la structure

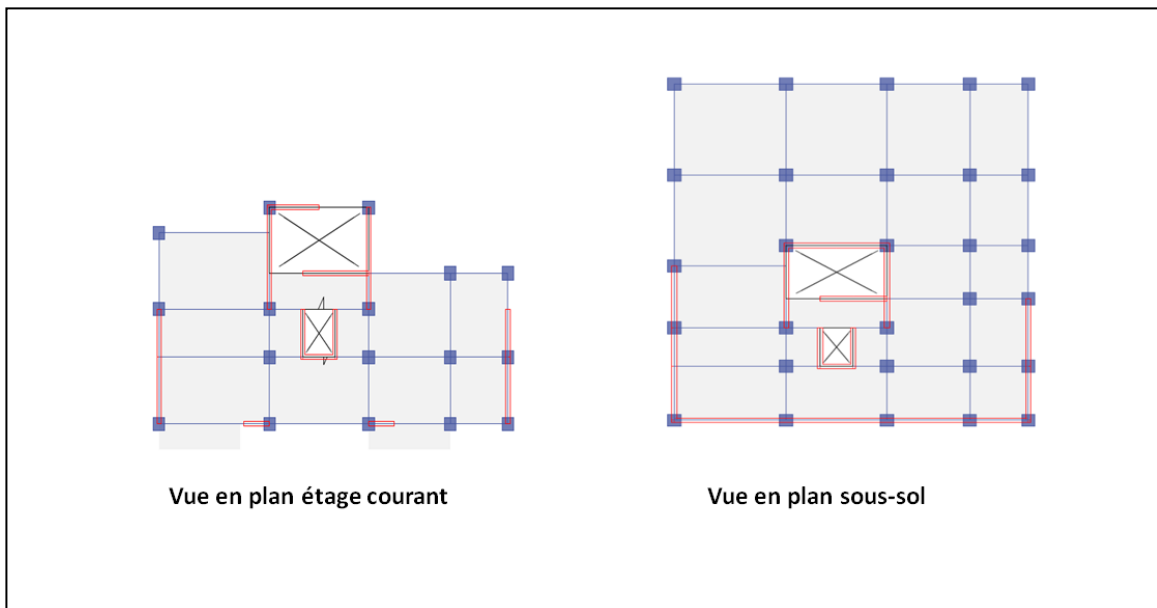


Figure 5.2 : Vue en plan du modèle de la structure

5.4. Analyse Modale

Le but de l'analyse modale est de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure, tel que les modes propres et les vecteurs propres, ainsi que la fréquence et la période pour chaque mode.

L'analyse modale révèle que la structure vibre avec des périodes fondamentales selon les directions X et Y (modes de translation) égales à 0.86 S et 0.78 S respectivement. Le taux de participation massique atteint le seuil exigé par le RPA99 au quatorzième mode.

Tableau 5.1 : Période et participation massique des modes propres

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Direction
1	0.863	41.37	0.01	41.37	0.01	Translation suivant x
2	0.783	0.001762	44.66	41.38	44.67	Translation suivant y
3	0.564	0.01	0.2	41.38	44.87	Rotation autour de z
4	0.259	17.22	0.09	58.61	44.95	
5	0.213	0.08	25.59	58.69	70.55	
6	0.189	7.66	1.67	66.35	72.22	
7	0.136	10.26	0.77	76.62	72.99	
8	0.117	0.24	2.9	76.86	75.88	
9	0.108	1.92	9.65	78.77	85.54	
10	0.084	5.67	0.23	84.44	85.76	
11	0.07	4.39	0.63	88.84	86.4	
12	0.066	0.97	2.57	89.8	88.97	
13	0.059	0.16	1.06	89.96	90.03	
14	0.052	3.55	0.4	93.51	90.43	

On remarque que la participation massique du premier et deuxième mode est relativement faible, ne dépassant pas les 50%, cela pourrait s'expliquer par la présence d'un voile périphérique aux niveaux des 5 sous-sols qui diminue la vibration de la structure.

Les RPA.99 (article 4.2.4) exigent que la période numérique (obtenue par le logiciel de calcul) ne dépasse pas de plus de 30% celle obtenue à partir des formules empiriques ($1.3 T_{\text{empirique}} > T_{\text{num}}$).

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur totale de la structure mesurée à partir de la base.

C_T : Coefficient; fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

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

Etude Dynamique

Tableau 5.2 : Paramètres de période fondamentale

h_N [m]	C_T	D [m]	$T_{\text{empirique}}$
57.8	0.05	23.45	1.05

$$T_{\text{num}} = 0.86 \text{ s} < 1.3T_{\text{empirique}} = 1.36 \text{ s}$$

La condition est donc vérifiée.

Les trois figures qui suivent montrent la déformée de la structure en plan pour les trois premiers modes de vibration.

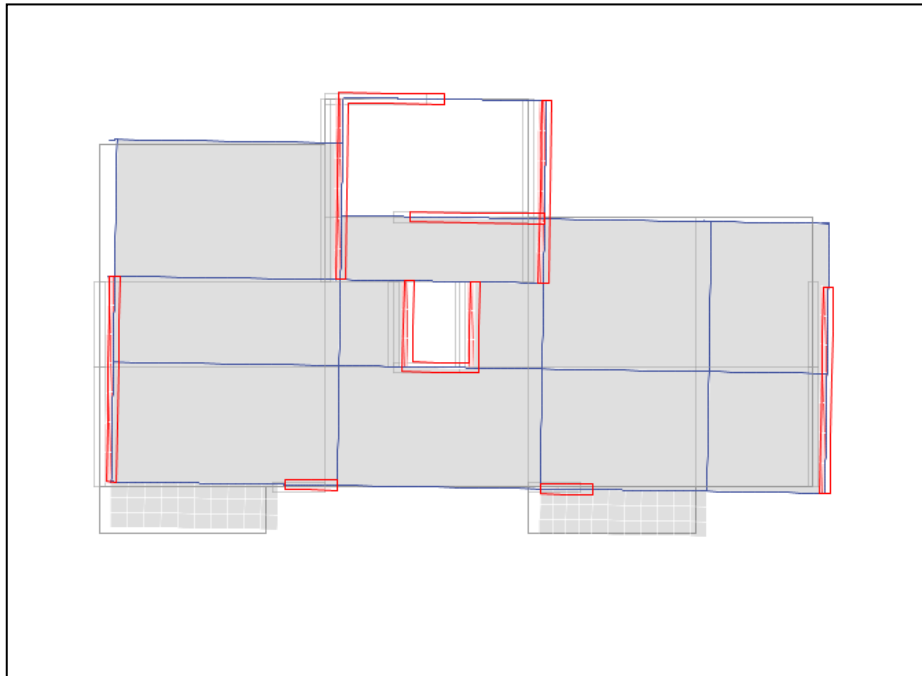


Figure 5.3 : Vue en plan de la déformée du 1^{er} Mode (Translation suivant x)

Etude Dynamique

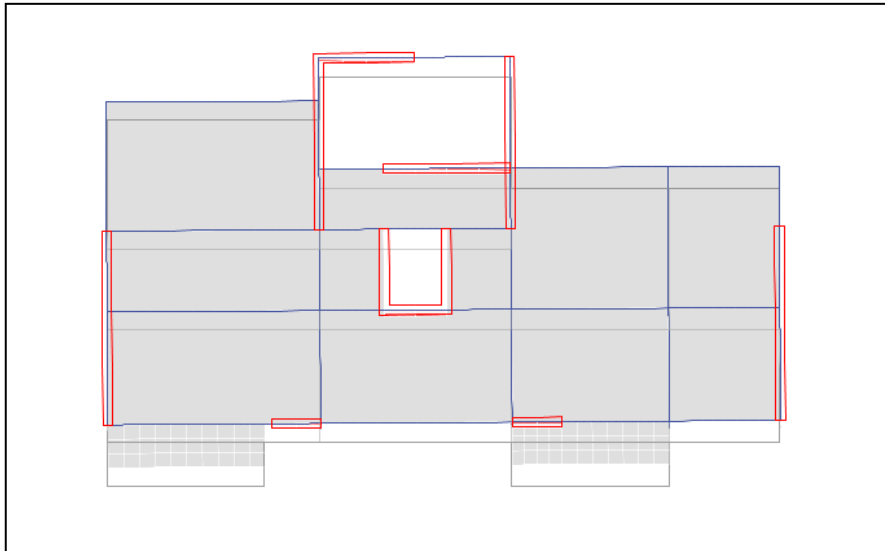


Figure 5.4 : Vue en plan de la déformée du 2^{ème} Mode (Translation suivant y)

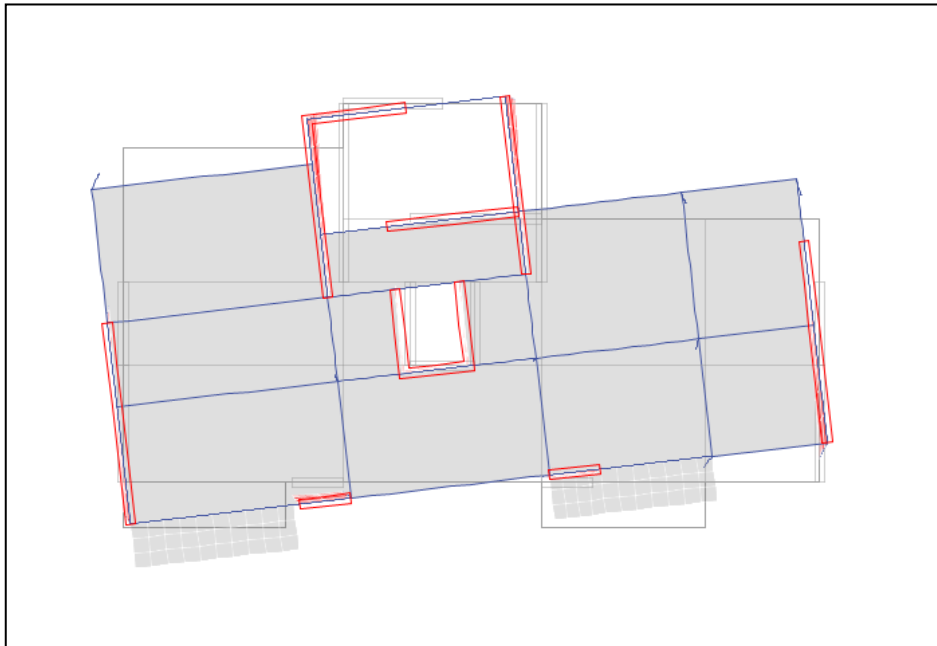


Figure 5.5 : Vue en plan de la déformée du 3^{ème} Mode (Rotation autour de z)

5.5. Calcul sismique de la structure

Le but de cette étude est de déterminer les forces extérieures engendrées par un séisme pour chaque étage de la structure.

Il existe trois méthodes de calcul des forces sismiques :

- Méthode statique équivalente : elle n'est pas applicable dans notre cas, car la condition sur la hauteur n'est pas vérifiée ($> 17\text{m}$ en zone III pour un bâtiment irrégulier).
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode d'analyse modale spectrale : applicable dans tous les cas.

Pour notre étude nous utiliserons la méthode modale spectrale.

5.5.1. Analyse Modale spectrale :

Hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du centre de gravité des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leur plan (vis-à-vis des déplacements horizontaux).
- Le nombre des modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale à **90%**.

L'analyse Modale spectrale comporte deux phases principales :

- Phase 1 : Recherche des modes propres de vibration de la structure et leurs périodes, ceux-ci sont indépendants du séisme.
- Phase 2 : Estimation de la réponse de la structure pour chacun de ses modes.

L'organigramme suivant résume les différentes étapes de l'analyse modale spectrale :

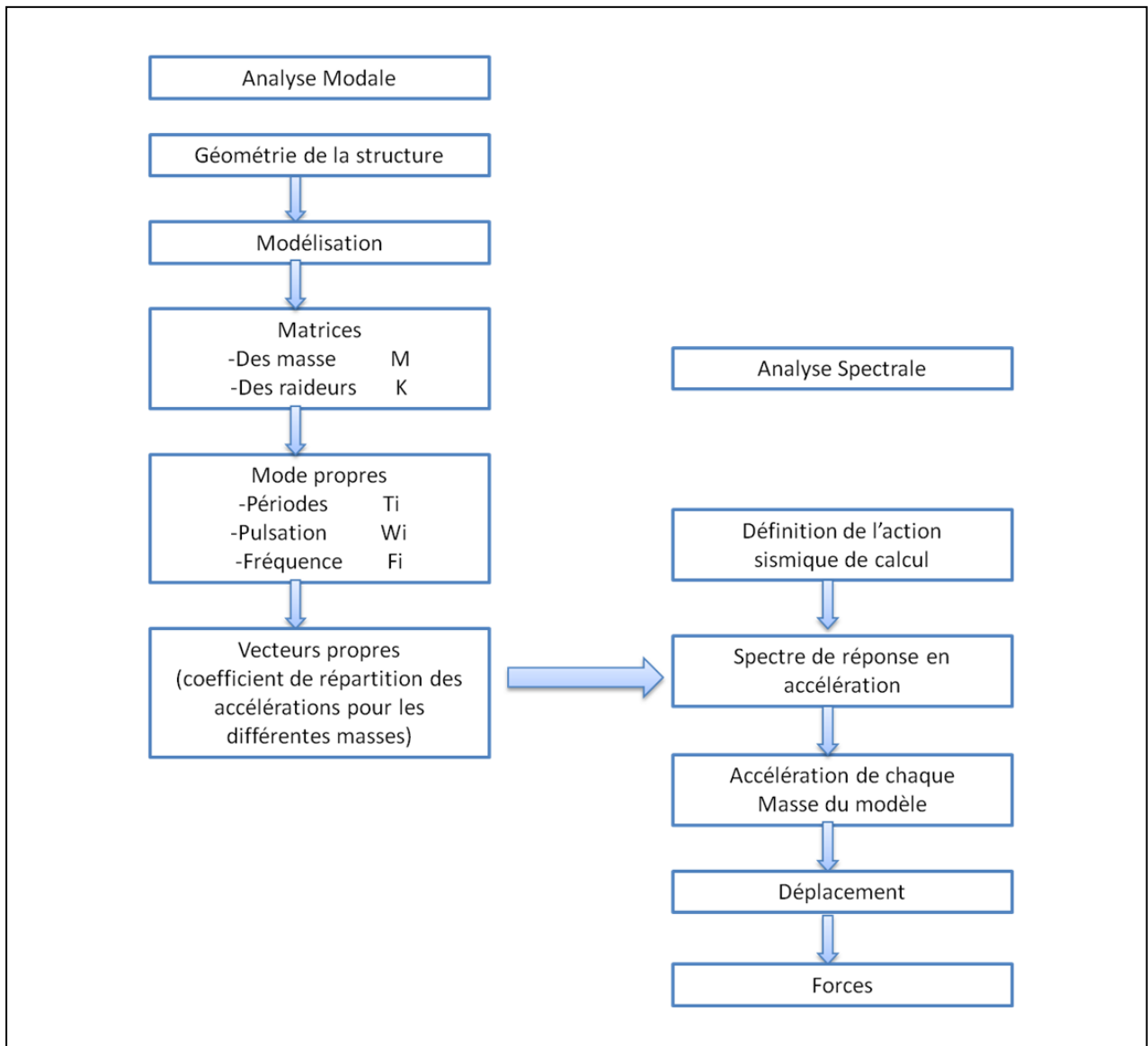


Figure 5.6 : Organigramme de la méthode d'Analyse Modale Spectrale

Combinaison des réponses modales

Pour prendre en considération le fait que les modes de vibration se superposent pendant un séisme, et que l'analyse modale spectrale donne des réponses maximales pour chaque mode (or la réponse totale maximale ne s'obtient pas en additionnant directement les réponses maximums des différents modes car elles ne se produisent pas en même temps, un mode atteint son maximum alors que la réponse des autres modes est inférieure à leurs réponses maximums individuelles), pour tenir de tous ces paramètres et avoir une estimation raisonnable des réponses maximales à partir du spectre de réponse, plusieurs formules de combinaisons ont été proposées.

Pour notre étude, on a choisi (après supposition que les fréquences de la structure sont rapprochées) comme combinaison pour le model de calcul de l'ETAPS, la combinaison CQC (Combinaison Quadratique Complète), qui est considérée parmi les combinaisons les plus utilisées et les plus précises. Elle est donnée par la formule suivante :

$$x_{max} = \sqrt{\sum_j^n \sum_k^n x_{max}(j) \rho_{ik} x_{max}(k)}$$

Avec :

x_{max} : réponse totale maximale.

$x_{max}(j)$: réponse modale maximale dans le mode j.

$x_{max}(k)$: réponse modale maximale dans le mode k.

ρ_{ik} : coefficient de corrélation entre les modes k et j.

5.5.2. Introduction du spectre de réponse :

Pour soumettre la structure au séisme, il suffit d'introduire le spectre de réponse de calcul donné par l'article 4.3.3. du R.P.A.99 :

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

Avec les données suivantes :

- A: coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone sismique et du groupe d'usage.
- η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$.
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : facteur de qualité.

Etude Dynamique

Détermination de A :

Notre ouvrage est de grande importance classé comme **groupe 1B**, (Bâtiments d'habitation collective dont la hauteur dépasse 48 m).

Le site d'implantation est situé à la ville de BIRKHADEM wilaya d'ALGER qui est une zone sismique **III**.

⇒ **A=0.30**

Détermination de η :

La structure est en voile porteur en béton armé (Voir **Détermination de R**).

On prend $\xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$$

Détermination de R:

D'après l'article 3.4.A.2 des RPA99 version 2003, on est dans le cas d'un **système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé**.

" **Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles** "[1].

La répartition des charges verticales (par exemple à L'ELU) sur les voiles et les poteaux est résumée dans le tableau ci-après :

Tableau 5.3 : Répartition des charges verticales

Charge verticale reprise par les poteaux N_p (KN)	Charge verticale reprise par les voiles N_v (KN)	Résultante des charges verticales N (KN)	N_p/N (%)	N_v/N (%)
15329.93	13857.66	29187.59	52.25	47.75

La répartition des charges verticales (par exemple sous Ex) sur les voiles et les poteaux est résumée dans le tableau ci-après

Etude Dynamique

Tableau 5.4 : Répartition des charges horizontales

Charge horizontale reprise par les poteaux F_p (KN)	Charge horizontale reprise par les voiles F_v (KN)	Résultante des charges horizontales F (KN)	N_p/N (%)	F_v/F (%)
2428.40	5994.57	8422.97	28.8	71.2

On remarque que la majorité des charges horizontale est reprise par les voiles, ainsi que plus de 20% des charges verticales est reprises par ces derniers =>On est dans système2 de la classification des systèmes de contreventement selon Le RPA.

⇒ Le coefficient de comportement **R=3.5** à partir du tableau 4.3 de l'article 4.2.3 du RPA 99/2003.

Détermination de T1 et T2:

D'après le rapport géotechnique du sol délivré par le laboratoire national de l'habitat et la construction **L.N.C.C** unité de KOLEA (**Dossier réf : 039/2012**) on a un site classé comme S3.

⇒ **T₁=0.15 sec** **T₂=0.50 sec**

Détermination de Q:

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Le tableau suivant récapitule le calcul de Q

Tableau 5.5 : Facteur de qualité Q

Critère	P_q			
	$X-X$		$Y-Y$	
	<i>Observé</i>	<i>Non observé</i>	<i>Observé</i>	<i>Non observé</i>
1. Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05		0.05
2. Redondance en plan		0.05	0.00	
3. Régularité en plan		0.05		0.05
4. Régularité en élévation		0.05		0.05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0.00		0.00	
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0.00		0.00	
Q	$Q_x=1.20$		$Q_y=1.15$	

Etude Dynamique

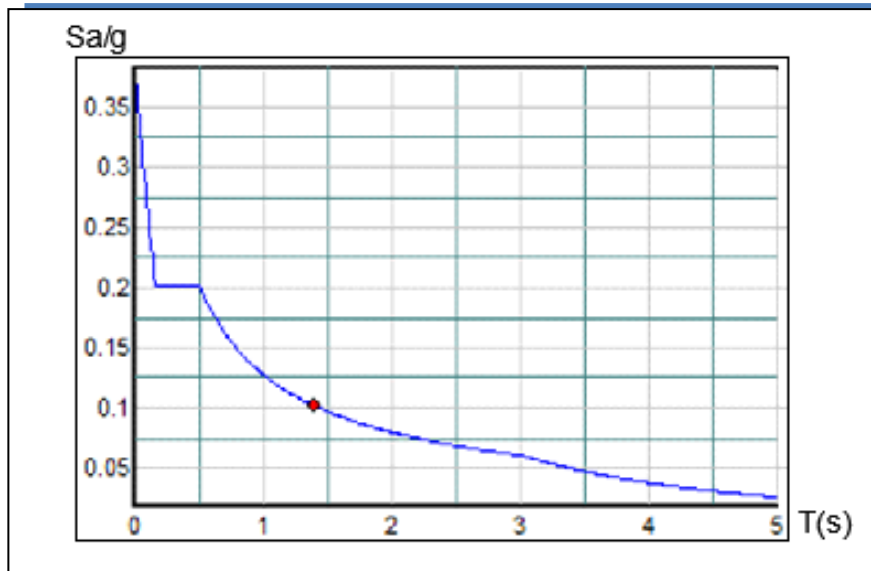


Figure 5.7: Spectre de réponse

5.5.3. Effet de la torsion accidentelle :

Il a été procédé à une analyse tridimensionnelle, deux cas de séisme ont été définis suivant les deux sens orthogonaux de la structure:

- Ex suivant l'axe X
- Ey suivant l'axe Y

En plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 0.05 L$ doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Où :

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

5.5.4. Vérification de l'effort tranchant à la base:

La force sismique totale V (effort tranchant à la base) dans les deux directions horizontales appliquée à la base de la structure est calculée par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Où :

- D: facteur d'amplification dynamique :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

Pour les deux directions, la période fondamentale de la structure ayant une valeur supérieur à $T_2=0.50s$: On a donc :

$$D_x = 1.22$$

$$D_y = 1.3$$

- W : poids total de la structure

$$W = \sum W_i ; \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Tel que :

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ($\beta = 0.2$ pour les niveaux d'habitation et 0.6 pour les niveaux sous-sol).

Le poids la structure d'après le logiciel de calcul : $W = 71472.79$ KN.

Selon le RPA99, la résultante de la force sismique à la base, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de celles calculée par la méthode statique.

Tableau 5.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens du séisme	V_{MMS} (KN)	V_{MSE} (KN)	$0.8V_{MSE}$ (KN)	
Ex	8661.436	8968.81	7175.05	Condition satisfaite
Ey	9105.0354	9158.73	7326.98	Condition satisfaite

V_{MMS} : la résultante de la force sismique à la base, obtenue par combinaison des valeurs modales

V_{MSE} : la résultante de la force sismique à la base, calculée par la méthode statique équivalente.

5.5.5. Vérification vis à vis des déformations:

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Les déplacements horizontaux à chaque niveau k , sont calculés par la formule suivante :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Où :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

Le tableau 5.7 résume le résultat des déplacements extrêmes de chaque niveau sous chargement sismique, donnés par le logiciel de calcul :

Etude Dynamique

Tableau 5.7 : Valeurs des déplacements dans le repère global

Niveau	Déplacement sous <i>Ex</i> (cm)	Déplacement sous <i>Ey</i> (cm)
11 ^{eme} étage	5.79	4.93
10 ^{eme} étage	5.37	4.52
9 ^{eme} étage	4.96	4.1
8 ^{eme} étage	4.52	3.68
7 ^{eme} étage	4.05	3.25
6 ^{eme} étage	3.56	2.83
5 ^{eme} étage	3.05	2.42
4 ^{eme} étage	2.52	2.02
3 ^{eme} étage	1.98	1.65
2 ^{eme} étage	1.48	1.31
1 ^{er} étage	1	1
RDC	0.6	0.73
Sous-sol 1	0.43	0.52
Sous-sol 2	0.31	0.36
Sous-sol 3	0.2	0.23
Sous-sol 4	0.11	0.12
Sous-sol 5	0.04	0.04

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le Tableau suivant regroupe les déplacements relatifs de tous les niveaux :

Tableau 5.8 : Valeurs des déplacements relatifs

Niveau	Sens X			Sens Y			1 % <i>H</i> _{étage} (cm)
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_{kx} (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_{ky} (cm)	
11 ^{eme} étage / 10 ^{eme} étage	5.79	20.265	1.47	4.93	17.255	1.435	3.4
10 ^{eme} étage / 9 ^{eme} étage	5.37	18.795	1.435	4.52	15.82	1.47	3.4
9 ^{eme} étage / 8 ^{eme} étage	4.96	17.36	1.54	4.1	14.35	1.47	3.4
8 ^{eme} étage / 7 ^{eme} étage	4.52	15.82	1.645	3.68	12.88	1.505	3.4
7 ^{eme} étage / 6 ^{eme} étage	4.05	14.175	1.715	3.25	11.375	1.47	3.4
6 ^{eme} étage / 5 ^{eme} étage	3.56	12.46	1.785	2.83	9.905	1.435	3.4
5 ^{eme} étage / 4 ^{eme} étage	3.05	10.675	1.855	2.42	8.47	1.4	3.4
4 ^{eme} étage / 3 ^{eme} étage	2.52	8.82	1.89	2.02	7.07	1.295	3.4
3 ^{eme} étage / 2 ^{eme} étage	1.98	6.93	1.75	1.65	5.775	1.19	3.4
2 ^{eme} étage / 1 ^{er} étage	1.48	5.18	1.68	1.31	4.585	1.085	3.4
1 ^{er} étage / RDC	1	3.5	1.4	1	3.5	0.945	3.4
RDC / sous-sol 1	0.6	2.1	0.595	0.73	2.555	0.735	3.4
sous-sol 1 / sous-sol 2	0.43	1.505	0.42	0.52	1.82	0.56	3.4
sous-sol 2 / sous-sol 3	0.31	1.085	0.385	0.36	1.26	0.455	3.4
sous-sol 3 / sous-sol 4	0.2	0.7	0.315	0.23	0.805	0.385	3.4
sous-sol 4 / sous-sol 5	0.11	0.385	0.245	0.12	0.42	0.28	3.4
sous-sol 5 / sous-sol 4	0.04	0.14	0.14	0.04	0.14	0.14	3.4

5.5.6. Justification de la largeur du joint sismique:

Puisque le bâtiment étudié est adjacent à un autre bâtiment, on doit prévoir un joint de sismique entre les deux, la largeur minimale d_{\min} du joint sismique est calculée par la formule suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40.00\text{mm}$$

Avec

δ_1 et δ_2 sont les déplacements maximaux des deux blocs au niveau du sommet (Bloc D et C de la figure 1.2).

On prévoit un joint sismique de 45cm de largeur.

5.5.7. Vérification de l'effet P- Δ :

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

Les effets P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Le tableau 5.9 résume les résultats de θ :

Etude Dynamique

Tableau 5.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ – direction X-X et Y-Y

Niveau	H _k	Δ _k (cm)		V _k (KN)		W _k =G _k +βQ _k (KN)	P _k (cumul) (KN)	θ	
		Δ _{kx}	Δ _{ky}	V _{kx}	V _{ky}			θ _x	θ _y
Etage 11	3.40	1.47	1.435	1309.28	1341.91	3128.79	3128.79	0.010	0.010
Etage 10	3.40	1.435	1.47	2166.91	2253.92	2516.18	5644.97	0.011	0.011
Etage 9	3.40	1.54	1.47	2851.79	2943.47	2643.79	8288.76	0.013	0.012
Etage 8	3.40	1.645	1.505	3430.01	3487.27	2643.79	10932.55	0.015	0.014
Etage 7	3.40	1.715	1.47	3901.03	3939.16	2643.79	13576.34	0.018	0.015
Etage 6	3.40	1.785	1.435	4318.17	4349.21	2799.75	16376.09	0.020	0.016
Etage 5	3.40	1.855	1.4	4721.31	4735.51	2799.75	19175.84	0.022	0.017
Etage 4	3.40	1.89	1.295	5108.55	5098.53	2799.75	21975.59	0.024	0.016
Etage 3	3.40	1.75	1.19	5483.78	5470.33	3115.98	25091.57	0.024	0.016
Etage 2	3.40	1.68	1.085	5821.57	5841.20	3115.99	28207.56	0.024	0.015
Etage 1	3.40	1.4	0.945	6104.48	6179.45	3115.98	31323.54	0.021	0.014
RDC	3.40	0.595	0.735	6338.34	6500.38	3626.58	34950.12	0.010	0.012
Sous-sol 1	3.40	0.42	0.56	6880.04	7203.68	7743.82	42693.94	0.008	0.010
Sous-sol 2	3.40	0.385	0.455	7450.02	7907.70	7194.7	49888.64	0.008	0.008
Sous-sol 3	3.40	0.315	0.385	7996.99	8517.63	7194.69	57083.33	0.007	0.008
Sous-sol 4	3.40	0.245	0.28	8441.03	8932.93	7194.76	64278.09	0.005	0.006
Sous-sol 5	3.40	0.14	0.14	8661.43	9105.03	7194.76	71472.79	0.003	0.003

On remarque que l'effet P-delta est négligé pour tous les niveaux du bâtiment.

5.5.8. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon l'article 10.1.5 du RPA 99 version 2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale (L/4) de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

On doit donc vérifier que : $\frac{M_R}{N} \leq \frac{L}{4}$

Avec :

M_R : moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique ainsi que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et qui doit être calculé par rapport au point de contact sol-fondation.

N: poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

L : dimension du bâtiment parallèle au sens du renversement.

$$M_R = \sum_{i=1}^{17} V_i H_i + W_{Str} e$$

$$N = W_{Str} + W_{Fond} + W_{Remblai}$$

Avec :

V_i : Effort tranchant au niveau i.

H_i : Hauteur du niveau i à partir du point de contact sol-fondation.

e : Excentricité du bâtiment au niveau de la fondation selon la direction du sens de renversement.

W_{Str} : Poids totale de la structure.

W_{Fond} : Poids des fondations.

$W_{Remblai}$: Poids du remblai d'ancrage.

La vérification au renversement pour les deux cas de séisme est récapitulée dans tableau ci-dessous :

Tableau 5.10 : Vérification au renversement.

Direction	M_R [KN.m]	N [KN]	M_R/N [m]	L/4 [m]	
X-X	106117.74	82052.117	1.29	5.75	Condition satisfaite
Y-Y	250838.51	82052.117	3.06	5.86	Condition satisfaite

5.6. Conclusion

A partir de cette étude dynamique, on remarque que le bâtiment étudié a rempli toutes les exigences imposées par le règlement parasismique algérien 99/2003 (Période, Effort tranchant, déplacement et stabilité au renversement).

A partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique adéquate, ce qui va nous permettre de dimensionner les éléments structuraux dans le chapitre suivant.



Chapitre 6

Ferraillage des éléments structuraux

- 6.1. Introduction.**
- 6.2. Ferraillage des poteaux.**
- 6.3. Ferraillage des poutres.**
- 6.4. Ferraillage des Voiles.**
- 6.5. Infrastructure.**
- 6.6. Conclusion.**

Ferraillage des éléments structuraux

6.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de déterminer les sections des armatures nécessaires à la reprise des efforts pour éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles). Cela en se basant sur les valeurs des sollicitations obtenues grâce au modèle de calcul établi auparavant par le logiciel ETABS.

Le ferraillage sera conforme aux règlements en vigueur : RPA 99 version 2003, CBA 93 et BAEL 91.

6.2. Ferraillage des poteaux

Puisque la modélisation du bâtiment a été faite en 3D, un poteau est soumis à un effort normal N_x et à deux moments (M_y et M_z), nous ne retenons que le moment le plus défavorable parmi les deux. Le calcul du ferraillage se fait en une flexion composée (un effort normal N et un moment M).

6.2.1. Vérification de la résistance à la rupture fragile :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Tableau 6.1 : Vérification de l'effort normal réduit.

Section (cm×cm)	Niveau	N (KN)	Combinaison	ν	Vérifiée
80x80	S-sol 05, S-sol 04, S-sol 03, S-sol 02, S-sol 01, RDC	2906.67	0.8G+E G+Q+E	0.18	OK
70x70	1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	2598.84		0.21	OK
60x60	4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme}	1600.46		0.18	OK
50x50	7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	867.20		0.14	OK
40x40	10 ^{eme} , 11 ^{eme}	450.69		0.11	OK

6.2.2. Armature longitudinale des poteaux

Pour les poteaux de même section, le ferraillage se fait pour le niveau le plus sollicité à savoir le niveau le plus bas des niveaux ayant la même section, parmi les poteaux de ce niveau on choisit ceux qui ne sont pas adjacents aux voiles et qui donnent les sollicitations suivantes :

Ferraillage des éléments structuraux

- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Parmi ces sollicitations on choisit celle qui donne la plus grande section d'armature. Cette section d'armature trouvée est adoptée pour tous les poteaux de même section.

➤ Combinaison de charges

Le calcul se fait sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons réglementaires suivante :

Tableau 6.2 : Combinaison d'action pour le calcul des poteaux

BAEL	Combinaisons fondamentales	$1.35 G + 1.5Q$
		$G+Q$
RPA99	Combinaisons accidentelles	$0.8G \pm E$
		$G + Q \pm E$

➤ Recommandation du RPA

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$A_s / (b.h) < 3\%$ en zone courante.

$A_s / (b.h) < 6\%$ en zone recouvrement.

$A_s / (b.h) > 0,9\%$ (zone III).

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.

- La distance maximale entre les barres dans une surface du poteau est de 20 cm.

Les résultats de ferraillage des armatures longitudinales sont résumés dans le tableau suivant :

Ferrailage des éléments structuraux

Tableau 6.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux carrés.

Section (cm × cm)	Niveau	Efforts		Combinaison	As [cm ²]	As(RPA99) (cm ²)	Choix
		N [KN]	M [kNm]				
80x80	S-sol 05, S-sol 04, S-sol 03, S-sol 02, S-sol 01, RDC	-939.038	38.33	1.35G+1.5Q 0.8G ± E G + Q ± E	29.04	57.60	24HA20
70x70	1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	-950.43	40.036		30.64	44.10	20HA20
60x60	4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme}	-734.23	78.83		28.64	32.40	16HA20
50x50	7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	-394.31	71.47		16.08	22.50	12HA20
40x40	10 ^{eme} , 11 ^{eme}	-191.563	79.56		13.04	14.40	12HA20

Nous constatons que le ferrailage des poteaux est donné par la section minimale exigée par le RPA99/2003. Le choix des armatures adoptées est fait de telle sorte qu'il y ait une continuité des barres entre les différents niveaux d'où l'adoption d'un seul diamètre pour tous les sections et tous les niveaux.

6.2.3 Vérification des contraintes à l'ELS:

On a une fissuration non préjudiciable, on ne vérifie donc que les sections en béton.

Tableau 6.4 : Vérification des poteaux vis-à-vis des contraintes à l'ELS.

Section (cm × cm)	Niveau	Efforts		Combinaison	σ (MPa)	σ _{lim} (MPa)	Vérifiée
		N (KN)	M (KNm)				
80x80	S-sol 05, S-sol 04, S-sol 03, S-sol 02, S-sol 01, RDC	1271.78	31.75	G+Q	2.09	15	OK
70x70	1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	1137.80	28.89		2.47		OK
60x60	4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme}	777.90	27.83		2.5		OK
50x50	7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	469.29	22.60		2.43		OK
40x40	10 ^{eme} , 11 ^{eme}	139.09	22.49		2.24		OK

Ferrailage des éléments structuraux

6.2.4. Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 1MPa$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul.

b : Dimension de la section du poteau.

$d = 0.9b$.

$\bar{\tau}_u = \rho_d f c_{28}$;

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ cas contraire} \end{array} \right.$$

λ_g : Élancement géométrique $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0.7 l_0$

Tableau 6.5 : Vérification des poteaux vis-à-vis du cisaillement.

Section (cm × cm)	Efforts T_u (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifiée
80x80	223.60	G+Q+E 0.8G+E	0.39	1	OK
70x70	212.56		0.48		OK
60x60	211.9		0.65		OK
50x50	139.33		0.62		OK
40x40	77.15		0.53		OK

6.2.5. Armatures transversales des poteaux

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\rho_a T_u}{h f_e} ;$$

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Ferrailage des éléments structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ Si l'élanement géométrique } \lambda g \geq 5 \text{ dans la direction considérée ;} \\ \rho_a = 3.75 \text{ Dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas $\rho_a = 3.75$

h : hauteur totale de la section brute.

St : l'espacement des armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (10 \Phi_{l, \min} ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ St \leq 15 \Phi_l \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Φ_l : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donnée comme suit selon le

RPA :

- $\lambda g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\%$

- $\lambda g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\%$

- $3 < \lambda g < 5 \Rightarrow$ interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Par ailleurs, les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

Le tableau suivant récapitule le calcul des armatures transversales.

Tableau 6.6 : Armatures transversales des poteaux

Section (cm × cm)	T_u (KN)	$\frac{A_t}{S_t}$ (cm)	St (RPA99) (Cm)		At (cm ²)	At (RPA99) (cm ²)	Choix
			Zone nodale	Zone courante			
80x80	223.60	0.21	10	15	2.1	6.4	4HA12+2HA10
70x70	212.56	0.23	10	15	2.3	5.6	4HA12+2 HA10
60x60	211.9	0.26	10	15	2.6	4.8	4HA12+2 HA10
50x50	139.33	0.21	10	15	2.1	4	4HA12
40x40	77.15	0.14	10	15	1.4	3.2	4HA12

Les schémas de ferrailage des poteaux sont représentés dans les 3 figures qui suivent :

Ferrailage des éléments structuraux

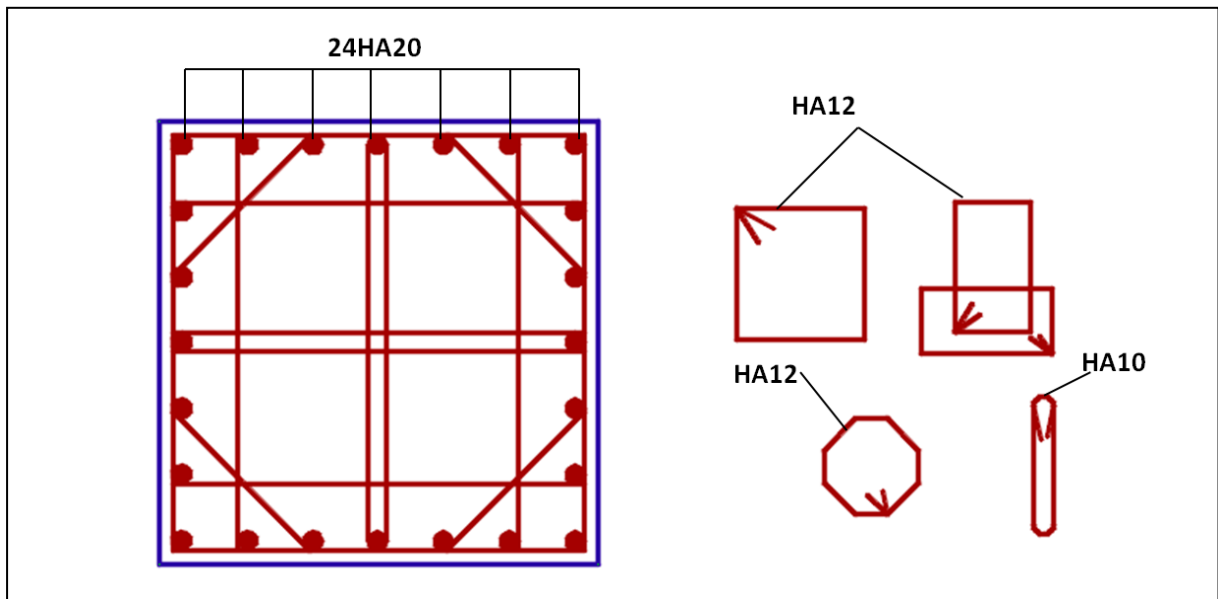


Figure 6.1 : Schéma de ferrailage du poteau 80x80

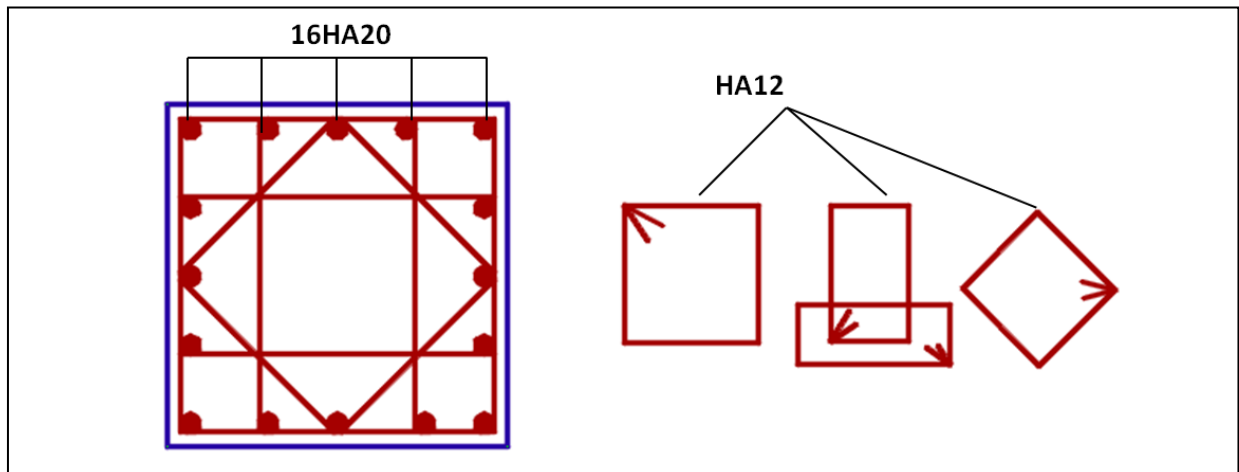


Figure 6.2 : Schéma de ferrailage du poteau 60x60

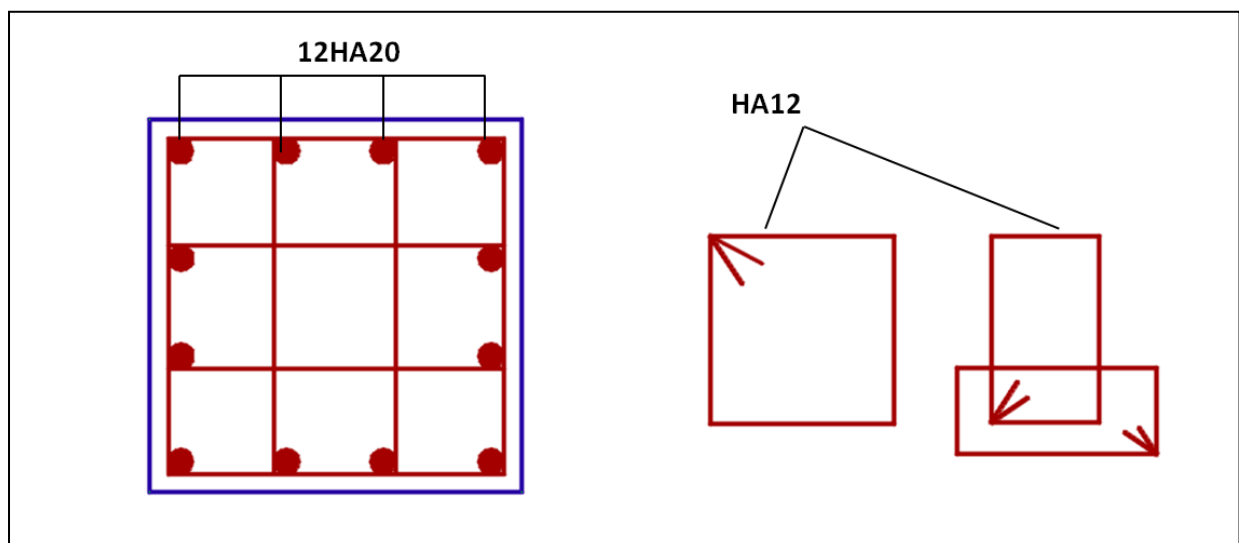


Figure 6.3 : Schéma de ferrailage du poteau 60x60

6.3. Ferrailage des poutres

Le rôle des poutres est de transmettre les charges et les surcharges qui leurs sont directement appliquées par les planchers aux éléments porteurs verticaux, les poutres sont calculée en flexion simple.

Dans notre étude on choisit de calculer une travée d'une poutre longitudinale et une autre travée d'une poutre transversale dans les combinaisons fondamentales et accidentelles avec les vérifications nécessaires.

6.3.1. Armature longitudinales :

Recommandation du RPA :

Pour le calcul du ferrailage, les recommandations données par l'article 7.5.2.1 des RPA 99 version 2003 sont :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % 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 de recouvrement est de : 50Φ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

a- Poutre longitudinale :

Le tableau suivant récapitule les moments fléchissant maximaux dans les différentes combinaisons retenus pour la détermination du ferrailage longitudinal :

Tableau 6.7 : Sollicitation de calcul d'une travée d'une poutre longitudinale

Section 40x60	Moment fléchissant	
	En travée	Sur appui
ELU	43.32	-43.29
G+Q+Ex	24.36	-170.75
G+Q-Ex	27.22	116.49
0.8G+Ex	11.88	-157.95
0.8G-Ex	14.74	129.29

Ferrailage des éléments structuraux

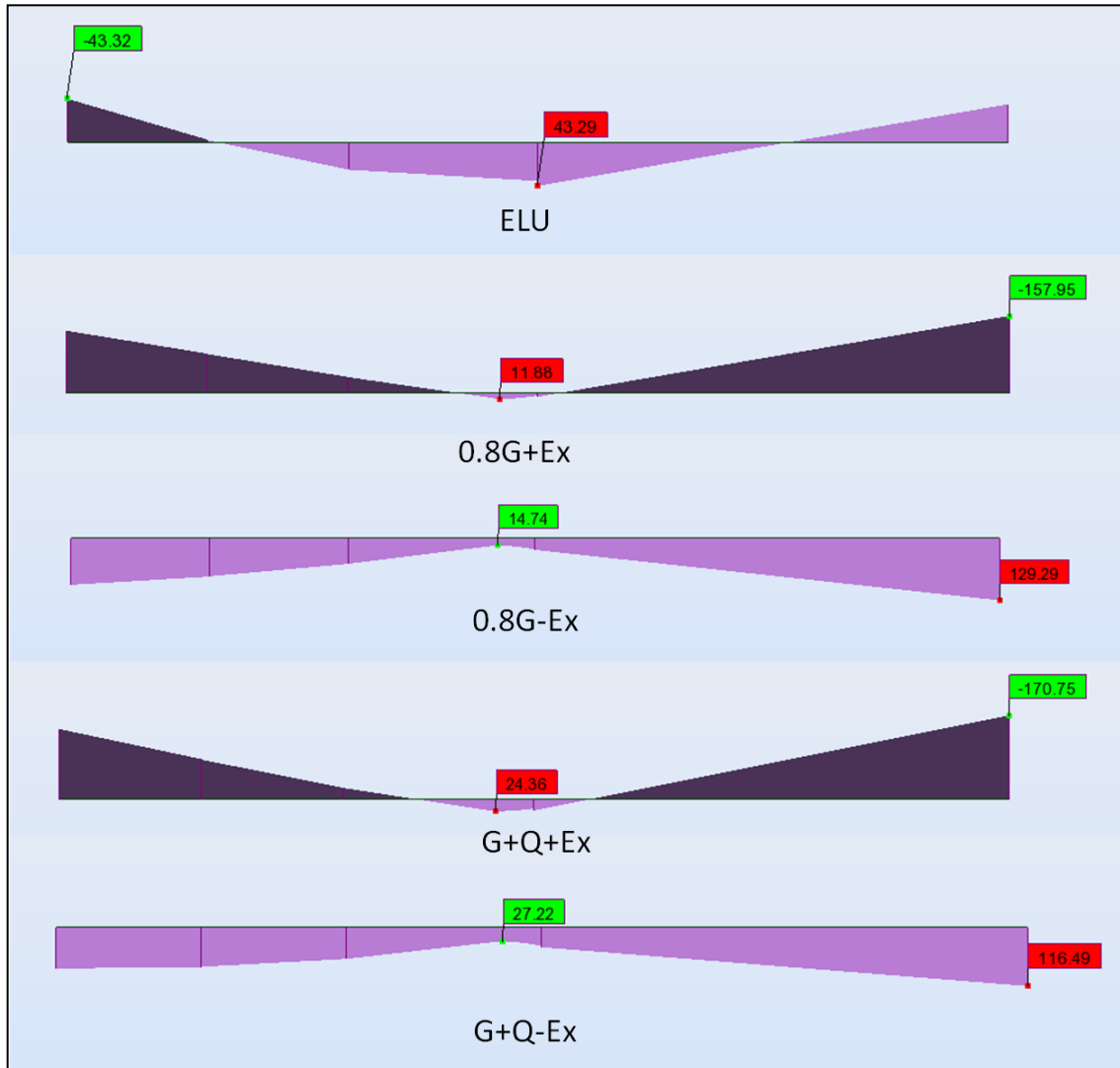


Figure 6.4 : Moments fléchissant d'une travée d'une poutre longitudinale dans les différentes combinaisons

En prenant le moment max en travée et sur appui parmi les différentes combinaisons et en suivant l'organigramme de la flexion simple (Annexe A), nous aboutissons aux résultats suivants :

Tableau 6.8 : Armatures longitudinales d'une travée d'une poutre longitudinale

Section 40x60	As		Asmin		Choix	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
Face sup	0	6.2	6	6	4T14	4T14+4T12
Face inf	2.3	4.7	6	6	4T14	4T14

Ferraillage des éléments structuraux

b- Poutre transversale :

Le tableau suivant récapitule les moments fléchissant maximaux dans les différentes combinaisons retenus pour la détermination du ferraillage longitudinal.

Tableau 6.9 : Sollicitation de calcul d'une travée d'une poutre transversale

Section 30x50	Moment fléchissant	
	En travée	Sur appui
ELU	12.19	-14.17
G+Q+Ey	8.11	-66.44
G+Q-Ey	8.37	48.42
0.8G+Ey	4.06	-61.49
0.8G-Ey	4.31	51.37

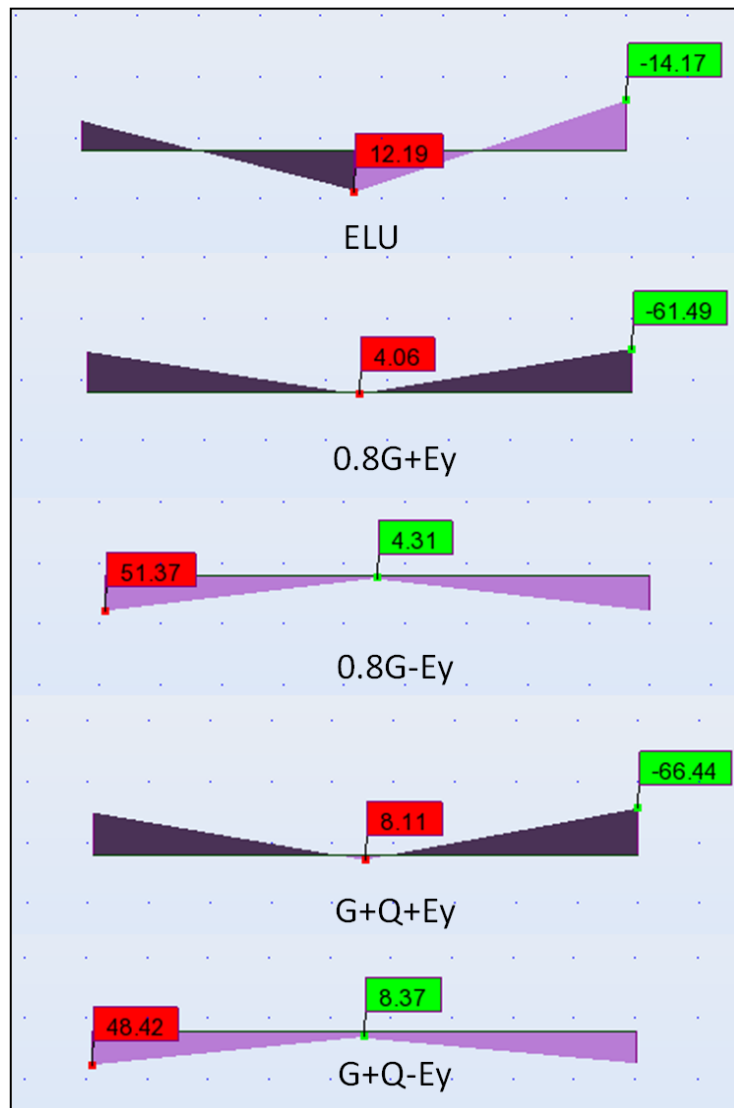


Figure 6.5 : Moments fléchissant d'une travée d'une poutre transversale dans les différentes combinaisons

Ferrailage des éléments structuraux

Tableau 6.10 : Armatures longitudinales d'une travée d'une poutre transversale

Section 30x50	As		Asmin		Choix	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
Face sup	0	2.9	3.75	3.75	4T14	4T14
Face inf	1.4	2.2	3.75	3.75	4T14	4T14

6.3.2. Vérification des contraintes à L'ELS:

On a une fissuration non préjudiciable, on ne vérifie donc que les sections en béton.

Tableau 6.11 : Vérification des poutres longitudinales vis-à-vis des contraintes à L'ELS

Section (cm×cm)	Moment (KNm)	Combinaison	σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérifiée
40x60	30.85	G+Q	1.8	15	OK
30x50	10.09		0.91		OK

6.3.3. Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul.

b : Dimension de la section du poteau.

$d = 0.9b$

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa$.

Tableau 6.12 : Vérification des poutres vis-à-vis du cisaillement

Section (cmxcm)	Efforts T_u (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifiée
40x60	60.92	G+Q+E	0.42	3.33	OK
30x50	33.09		0.41		OK

6.3.4. Armatures transversales:

Les poutres seront ferrillées par un pourcentage minimal préconisé par l'article 7.5.2.2 des RPA 99 - version 2003 :

Ferrailage des éléments structuraux

$$A_{t_{min}} = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- en zone nodale et en travée $S_t = \min \{h/4; 12\Phi_L\}$
- En dehors de la zone nodale, $S_t \leq h/2$.

Tableau 6.13 : Armatures transversales des Poutres

Section (cmxcm)	St (RPA99) (cm)		At (RPA99)		Choix
	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	
40x60	10	15	1.2	1.8	4HA8
30x50	10	15	0.9	1.35	4HA8

Le schéma de ferrailage des poutres choisies est représenté dans la figure suivante :

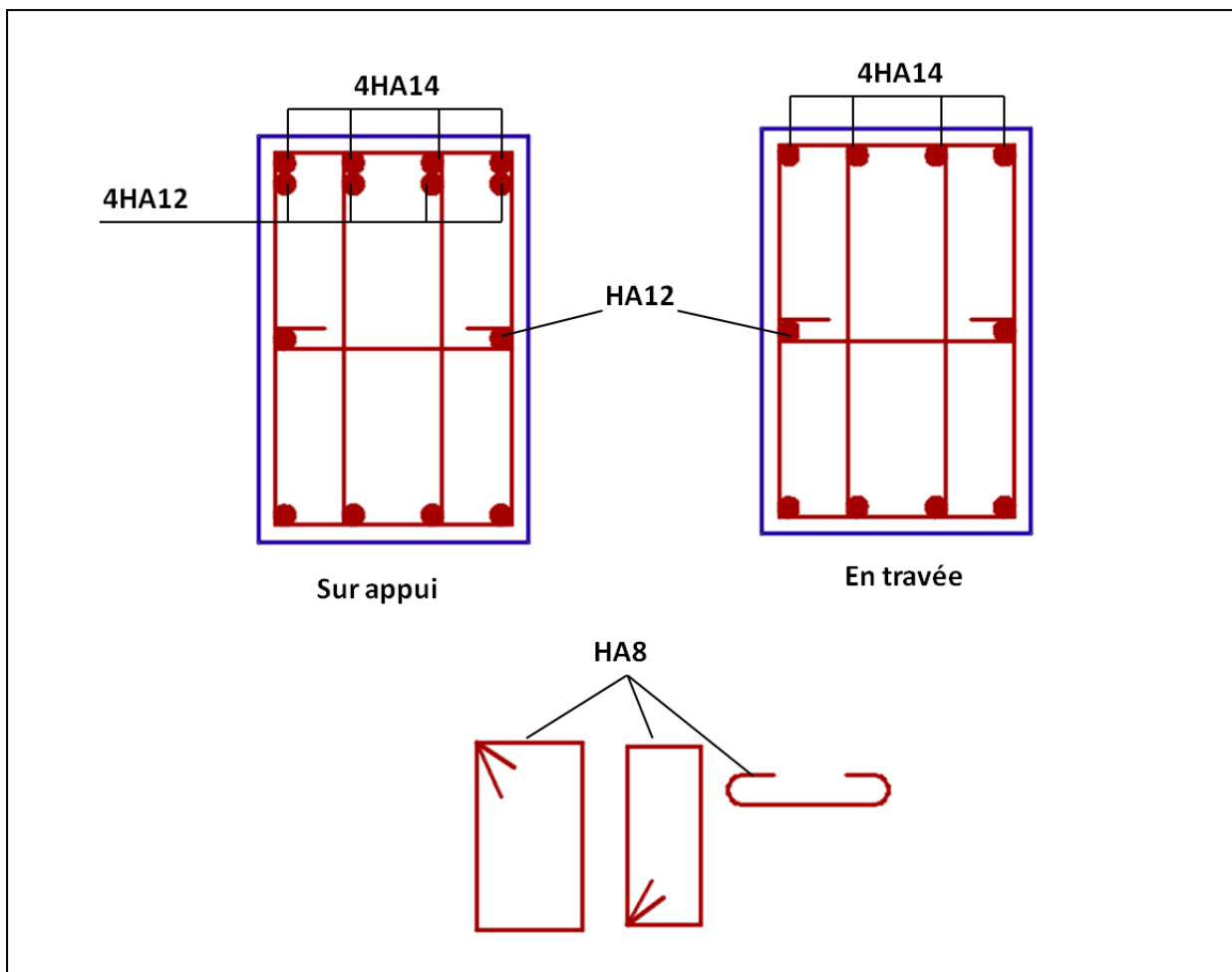


Figure 6.6 : Schéma de ferrailage d'une poutre longitudinale

6.4. Ferraillage des Voiles :

Le système de contreventement du bâtiment étudié est un système de contreventement par voile porteur c'est-à-dire que les voiles participent de plus de 20% dans la reprise des charges verticales en plus des charges horizontales provenant des charges sismiques. Le voile est donc sollicité en flexion composée avec effort tranchant.

Le ferraillage des voiles s'effectuera en admettant un diagramme linéaire des contraintes dans la section du voile (Méthode des contraintes), tout en respectant les RPA99-version 2003.

Le calcul sera limité aux voiles du rez-de-chaussée qui ont une épaisseur constante de 30cm.

Recommandation du RPA :

➤ Aciers verticaux

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte à ce qu'il reprenne les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par l'article 7.7.4.1 des RPA99-version 2003:

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

➤ Aciers horizontaux

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Ils doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

➤ Règles communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$St \leq 1.5 e$ avec e : épaisseur du voile.

$St \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

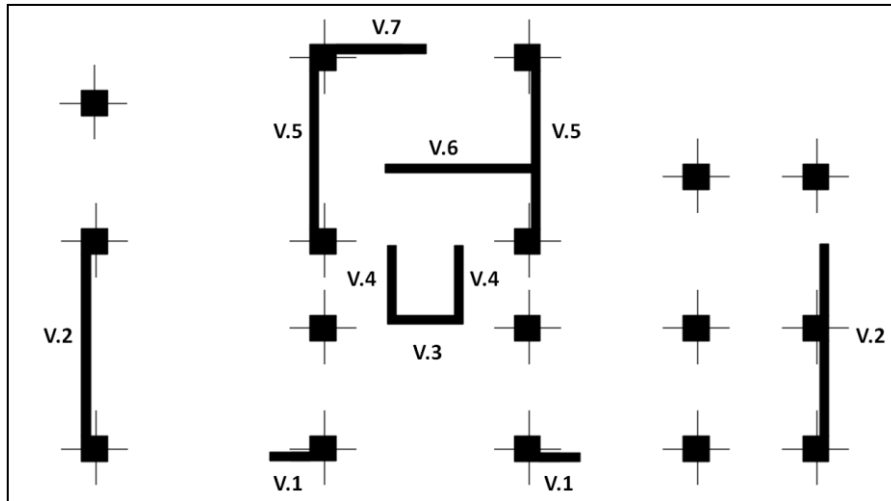


Figure 6.7 : Vue en plan des voile du niveau rez-de-chaussée

6.4.1. Justification vis-à-vis de l'effort normal ultime:

Selon l'article 2.23 du document technique réglementaire BC 2.42 (Règle de conception et calcul des parois et murs en béton banché) pour un mur armé (voile), l'effort normal ultime est limité par :

$$N_u \leq N_{u,\text{lim}} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement $\frac{L_f}{h_e} = 0.85$ (pour un voile non armé)

e : épaisseur du voile

L : longueur du voile

B_r : Section réduite

A_s : Section d'armature.

λ : Élançement mécanique. $\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{e}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \quad \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = \frac{0.65}{\left(\frac{50}{\lambda} \right)^2} \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 80 \end{array} \right.$$

Pour la vérification on considère que l'effort normal ultime est repris uniquement par le béton, donc on prend $A_s = 0$

Ferrailage des éléments structuraux

Tableau 6.14 : Vérification vis à vis de l'effort normal ultime

voile	N_u [kN]	L [m]	$N_{u,lim}$ [kN]	Vérification
V1	1198.34	1.55	4486.86	ok
V2	3342.82	6.1	17657.97	ok
V3	1178.53	1.96	5673.71	ok
V4	1543.09	2.55	7381.61	ok
V5	2916.91	5.4	15631.65	ok
V6	2027.90	4	11578.99	ok
V7	1626.71	3	8684.25	ok

6.4.2. Calcul des armatures verticales :

On définit un voile par sa section S , son moment d'inertie I par rapport à son centre de gravité G ; il est soumis à un effort normal N et à un moment M . Ce dernier pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (forces sismiques). Dans notre cas tous les voiles du niveau rez-de-chaussée sont rectangulaire, soit L la longueur du voile et e son épaisseur, on a :

$$S = e L, I = \frac{eL^3}{12}, v = v' = \frac{L}{2}, \text{ distance du noyau central : } c = c' = \frac{L}{6} \text{ de part et d'autre de } G.$$

Le tableau suivant récapitule les différentes caractéristiques des voiles de niveau rez-de-chaussée :

Tableau 6.15 : Caractéristiques des voiles

Voile	L[m]	S[m ²]	I[m ⁴]	$v = v'$ [m]
V1	1.55	0.465	0.093	0.775
V2	6.1	1.83	5.675	3.05
V3	1.96	0.588	0.188	0.98
V4	2.55	0.765	0.415	1.275
V5	5.4	1.62	3.937	2.7
V6	4	1.2	1.6	2
V7	3	0.9	0.675	1.5

Les contraintes maximales (extrêmes) dans les voiles sont déterminées par la formule suivante : $\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{Mv'}{I}$, $\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I}$

On distingue trois cas :

- 1^{er} cas : $(\sigma_g; \sigma_d) > 0$

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par l'article 7.7.4.3 des RPA99-version2003 ($A_{min} = 0,15\%e L$).

Ferrailage des éléments structuraux

- 2^{ème} cas : $(\sigma_g; \sigma_d) < 0$

La section du voile est entièrement tendue, la section d'armatures verticales sur toute la section du voile est : $A_v = \frac{\gamma_s F_t}{f_e}$

Avec $F_t = \frac{(\sigma_g + \sigma_d) L e}{2}$ force de traction.

- 3^{ème} cas : $(\sigma_g; \sigma_d)$ sont de signes différents

La section du voile est partiellement comprimée. , la section d'armatures verticales sur la zone tendue est : $A_v = \frac{\gamma_s F_t}{f_e}$, la même section d'armature sera prise dans la zone comprimée.

Avec $F_t = \frac{\sigma_t L_t e}{2}$ force de traction et σ_t contrainte de traction (σ_g ou σ_d).

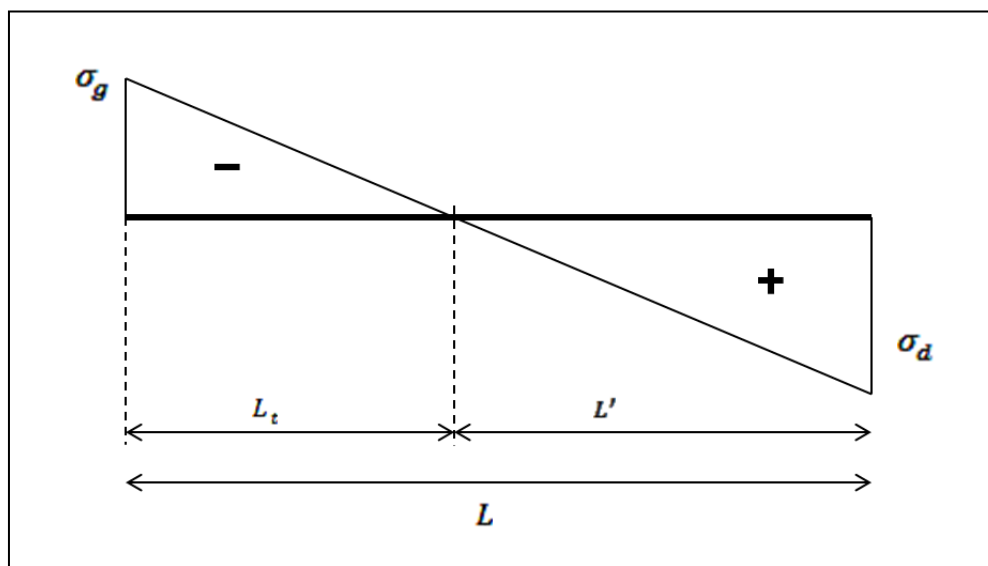


Figure 6.8 : Schéma des contraintes développées dans le voile

Les sollicitations de calcul sont données par le logiciel ETABS, elles représentent les sollicitations les plus défavorables parmi les combinaisons accidentelles et fondamentales.

Les deux tableaux 6.15 et 6.16 résumés le calcul des armatures verticales :

Tableau 6.16 : Calcul des contraintes dans les voiles

Voile	L[m]	N[kN]	M[kN]	Combinaison	σ_g [MPa]	σ_d [MPa]	L_t [m]	Section
V1	1.55	-946.68	-1035.08	1.35G+1.5Q 0.8G ± E G + Q ± E	6.58	-10.65	0.59	SPT
V2	6.1	2572.74	-7155.59		5.25	-2.44	4.16	SPT
V3	1.96	-768.11	-59.49		-1	-1.61	1.96	SET
V4	2.55	-1058.96	-118.85		-1.02	-1.75	2.55	SET
V5	5.4	-1724.93	-668.63		-0.61	-1.52	5.4	SET
V6	4	-1651.73	-5228.61		5.16	-7.91	1.58	SPT
V7	3	-1456.17	3543.47		6.26	-9.49	1.81	SPT

Ferrailage des éléments structuraux

Tableau 6.17 : Calcul des armatures verticales des voiles

Voile	L[m]	N[kN]	M[kN]	$A_{s, \text{calculée}}$ [cm ²]	$A_{s, \text{RPA}}$ [cm ²]	Ferrailage adoptée [/face /ml]
V1	1.55	-946.68	-1035.08	57.40	9.3	6HA20
V2	6.1	2572.74	-7155.59	51.6	36.6	5HA20
V3	1.96	-768.11	-59.49	17.71	11.76	5HA20
V4	2.55	-1058.96	-118.85	24.38	15.3	5HA20
V5	5.4	-1724.93	-668.63	39.56	32.4	5HA20
V6	4	-1651.73	-5228.61	109.46	24	5HA20
V7	3	-1456.17	3543.47	98.35	18	5HA20

Avec : $A_{s, \text{RPA}} = 0.2\% e L$.

6.4.3. Vérification au cisaillement :

D'après l'article 7.7.2 des RPA 99-version 2003, la contrainte de cisaillement ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : $\begin{cases} \bar{V} = 1.4 V \\ d = 0.9 L \end{cases}$

Tableau 6.18 Vérification de la contrainte de cisaillement dans les voiles

Voile	V [kN]	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	Vérification
V1	555.07	1.33	5	ok
V2	1739.38	1.06		ok
V3	559.36	1.06		ok
V4	249.22	0.36		ok
V5	762.97	0.52		ok
V6	918.47	0.85		ok
V7	1077.07	1.33		ok

Ferraillage des éléments structuraux

6.4.4. Calcul des armatures horizontales :

Pour le calcul des armatures horizontales on va adopter le ferraillage minimal donné par l'article 7.7.4.3 des RPA 99.

$$A_{\min} = 0.15\% e.h$$

Avec un espacement $St=25\text{cm} < \min \{1.5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

Tableau 6.19 : ferraillage horizontale des voiles

Voile	A_{\min} [cm^2]	A_{\min} [$\text{cm}^2/\text{face/ml}$]	Ferraillage adopté
V1	15.3	2.25	4HA10
V2	15.3	2.25	4HA10
V3	15.3	2.25	4HA10
V4	15.3	2.25	4HA10
V5	15.3	2.25	4HA10
V6	15.3	2.25	4HA10
V7	15.3	2.25	4HA10

Selon l'article 7.7.4.1 Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

Soit l'exemple du ferraillage du voile V2, on considère que les deux extrémités du voiles sont les deux poteaux, la où les armatures sont concentrées, sur le reste de la longueur du voile on opte pour le ferraillage minimal exigé par le RPA (0.2% e L).

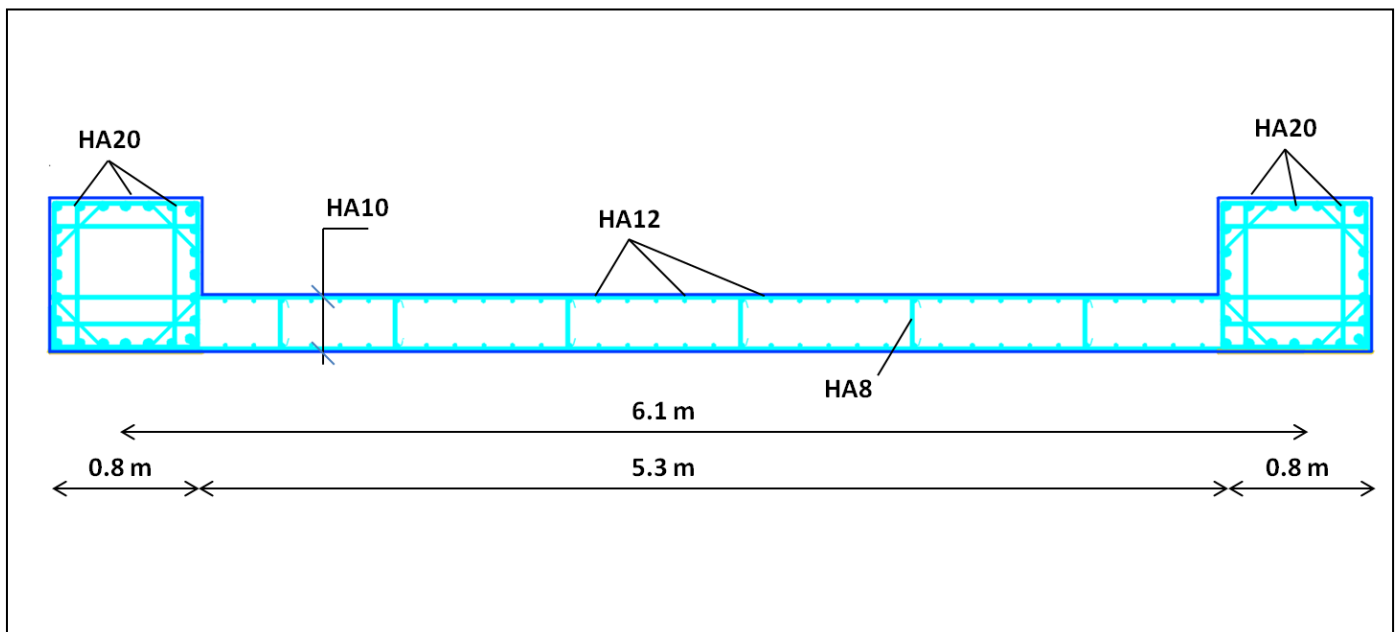


Figure 6.9 : Schéma de ferraillage du voile V2

6.5. Infrastructure :

Une fondation est une structure qui permet de transférer l'ensemble des charges et surcharges de la superstructure au sol, de plus elle doit ancrer la superstructure au sol pour qu'elle résiste au glissement, renversement, soulèvement et d'éviter tous les désordres qui peuvent se produire tels que les tassements différentiels, qui provoquent de sérieux dégâts à la structure.

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Stabilité totale du bâtiment.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par structure

Dans notre projet, l'étude géotechnique a été faite par un laboratoire spécialisé, le site a été défini comme meuble (S3).

La solution adoptée pour le choix de type de fondation est un radier général commun entre deux blocs (notre bloc concerné par l'étude et le bloc adjacent). Cette solution est considérée comme la solution optimale en terme technique (grand surface du radier permet une meilleur répartition des charges) et économique (un seul radier pour deux blocs).

6.6. Conclusion :

Pour les poteaux, la satisfaction de la condition de l'effort normal ultime a fait que les sections soient importantes (80x80cm pour les niveaux sous-sol), le ferraillage calculé était nettement inférieure au minimum exigé.

Pour les poutres les efforts maximaux aux travées sont obtenus pour les combinaisons fondamentales (L'ELU en particulier) alors qu'aux appuis ce sont les combinaisons accidentelles qui donnent les sollicitations les plus grandes.

Les efforts dans les voiles étaient importants du fait que ces derniers assurent la stabilité vis à vis des charges horizontales et une partie des charges verticales, par conséquent le ferraillage nécessaire calculé est supérieur au minimum exigé par les RPA.



Conclusion Générale

Conclusion Générale

Conclusions, enseignements et recommandations

Ce projet de fin d'études m'a permis de mettre en évidence les connaissances générales acquises durant l'ensemble des années d'études, de prendre conscience des différents règlements en vigueur en procédant à leur application sur un cas réel.

1. Conclusions

Les conclusions tirées à partir de ce travail :

- a) Le séisme, en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- b) L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est devenue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le logiciel ETABS.
- c) L'analyse de la réponse d'une structure soumise à une action sismique, ne peut-être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.
- d) La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique de la structure, certaines dispositions peuvent engendrer des comportements dangereux (Rotation de la structure au premier mode de vibration), d'autre dispositions ne sont pas économiques et n'ont aucune influence sur la période fondamentale de la structure qui est l'un des paramètres les plus visés par le changement de disposition des voiles.

2. Enseignements

Le travail que j'ai présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il m'a permis de faire une rétrospective des connaissances accumulées pendant mon cursus à l'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE d'une part, et d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels, ainsi que la mise en application des règlements en vigueur, d'une autre part.

Les enseignements tirés portent sur les niveaux suivants :

a) Niveau personnel

J'ai réussi à m'intégrer dans l'équipe technique du bureau d'études d'un promoteur privé (Bessa Promotion), où j'étais en contact permanent avec des ingénieurs, des architectes, des techniciens et même des gens du service commerciale et administratif.

b) Niveau professionnel

Cette expérience m'a donné la possibilité d'enrichir mes connaissances sur les différentes étapes d'un projet ainsi que sur les termes techniques du métier d'ingénieur en Génie Civil. J'étais témoin plusieurs fois du travail de collaboration qui se fait entre l'ingénieur génie civil

Conclusion Générale

et l'architecte pour arriver à s'entendre sur la conception et le dimensionnement de la structure.

Pendant cette durée du stage, j'ai pu constater la diversité des pratiques professionnelles d'un ingénieur (modélisation et conception, suivi des chantiers, résoudre les problèmes techniques sur chantier etc.). J'ai eu l'occasion de visiter plusieurs chantiers où j'ai pu découvrir l'organisation et les différentes personnes mobilisées.

c) Niveau technique

Durant cette étude, je me suis familiarisé avec beaucoup de logiciels, j'ai réussi à faire les dessins nécessaires avec l'Autocade et à modéliser la structure du bâtiment étudié avec deux logiciels ETAPS 20013 et ROBOT 2014 et comparer les résultats des deux qui se sont avérés presque identiques.

3. Recommandations

Durant ce projet d'étude j'ai constaté qu'il est possible de changer le système structurel du bâtiment en question (constitué de poteaux, poutres et voiles) à un système qui pourrait être plus économique et qui constitue uniquement de voiles et de dalles pleines. Une étude technico-économique peut se faire pour arriver à comparer entre les deux systèmes et choisir le meilleur pour les projets à venir.



Références bibliographiques

Références bibliographiques

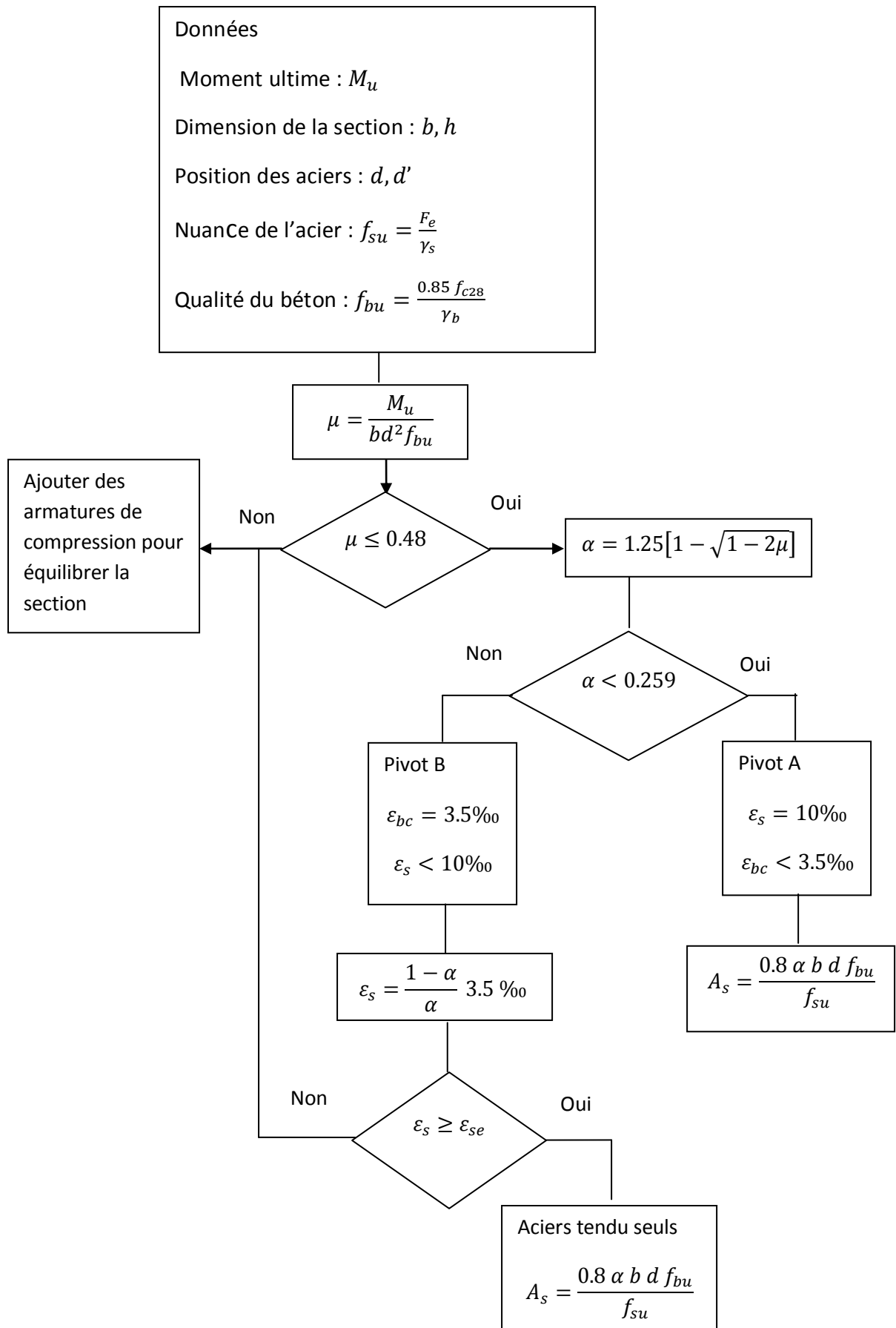
- [1] DTR B.C.2.48, RPA99/2003 (Règles Parasismiques Algériennes 1999 version 2003), 2004. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [2] DTR B.C.2.41, CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé), 1994. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [3] DTR B.C.2.2 (Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation), 1989. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [4] BAEL91/99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé), 1999. Centre scientifique et technique du bâtiment.
- [5] DTR B.C.2.42, Règle de conception et de calcul des parois et murs en béton banché, 1997. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [6] THONIER, Henry. Conception et calcul des structures de bâtiment, tomes 1-2- 3-4(Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées), 1992.1660p. ISBN 2-85978-265-6.
- [7] DAVIDOVICI, Victor. Formulaire du béton armé (Le Moniteur), 1995.320p. ISBN 2-281-11155-5.
- [8] Cours de béton armé de l'Ecole Nationale Polytechnique, Dr BOUTEMEUR.
- [9] Cours de Dynamique Des structures de l'Ecole Nationale Polytechnique, Pr Tiliouine.
- [10] Cours de techniques de recherches et de communications de l'Ecole Nationale Polytechnique, Pr KETTAB.

Annexes



Annexes

Organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire



Annexes

Organigramme de la flexion composée d'une section rectangulaire

