

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



Projet de Fin d'Etude en vue de l'obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME
STABILISE
PAR DES REFENDS LINEAIRES**

Réalisé par:
Marouf Nouh
Salhi Sadok

Proposé et dirigé par:
M^{me} Baouche Nadjia

Promotion Juin 2010

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach
16200 Alger (Algérie)
Tel : 213 21 52 53 01/03-Fax : 213 21 59 29 73



REMERCIENNEMENT

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

*C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que nous remercions notre promotrice **M^{ème} N.BAUCHE** pour sa disponibilité, ses orientations, et ses précieux conseils. Elle nous a suivi et guidé tout au long de ce parcours.*

Enfin, que tous nos amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de cette modeste étude, soient sincèrement remerciés.

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة من الخرسانة المسلحة ذات (خمسة طوابق + طابق أرضي + طابق منخفض)، تمت بنائها في ولاية الجزائر العاصمة المصنفة ذات نشاط زلزالي قوي. مقاومة البناية محققة بواسطة جدران مسلحة. تم التصميم وفقا لقوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر (الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج ETABS).

الكلمات المفتاحية: زلزال, الثبات, طيف التجاوب, عامل التخفيض, حائط.

RESUME

L'objectif escompté par ce modeste travail est l'étude de la structure porteuse et des éléments non porteurs d'un bâtiment à usage d'habitation en béton armé (R+5+ sous sol) implanté à la wilaya d'Alger qui, selon le code parasismique algérien est classé en zone de forte sismicité.

La stabilité du bâtiment est assurée par une série de refends linéaires disposés suivant les deux directions de l'ouvrage.

Le dimensionnement parasismique du bâtiment s'est fait conformément aux normes en vigueur en Algérie.

Les calculs numériques de l'étude dynamique sont obtenus avec l'aide du logiciel ETABS.

Mots clés : Séisme, stabilisation, spectre de réponse, facteur de réduction, refend.

ABSTRACT

The goal of this work is the study of a structure of building with use of reinforced concrete dwelling (R+5+ underground) established in Algeria which is classified like a zone with average seismicity.

The resistance of the building is ensured by a system of wind bracing.

The design was made according to payments' of construction in force.

The dynamic study was made on software ETABS.

Key words: Earthquake, response spectrum, coefficient of reduction, shell.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
1.1. Introduction.....	2
1.2. Présentation du bâtiment.....	2
1.2.1. Dimensions en plan.....	2
1.2.2. Dimensions en élévation.....	2
1.2.3. Système structural.....	5
1.2.4. Planchers.....	5
1.2.4.1. Planchers à corps creux.....	5
1.2.4.2. Planchers dalle pleine coulé sur place.....	6
1.2.5. Maçonnerie.....	6
1.2.6. Revêtement.....	7
1.2.7. Acrotère.....	7
1.2.8. Escaliers.....	8
1.2.9. Ascenseurs.....	8
1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	8
1.3.1. Béton.....	8
1.3.2. Aciers.....	9
1.4. Caractéristiques du sol d'assise.....	10
1.5. Conclusion.....	10
Chapitre II : Prédimensionnement	
2.1. Introduction.....	11
2.2. Prédimensionnement du plancher.....	11
2.2.1. Isolation phonique.....	11
2.2.2. Résistance à la flexion.....	11
2.2.2.1. Plancher à corps creux.....	11
2.2.2.2. Dalle pleine.....	12
2.2.3. Condition de déformation.....	12
2.3. Evaluation des charges et surcharges.....	12
2.3.1. Plancher courant.....	12
2.3.2. Plancher terrasse.....	13
2.3.3. Mur en double cloison.....	14
2.4. Prédimensionnement des poutres.....	15
2.5. Prédimensionnement des poteaux.....	15
2.5.1. Descente des charges.....	17
2.5.2. Evaluation de la charge permanente G.....	18
2.5.3. Calcul des sections des poteaux.....	20
2.6. Prédimensionnement des voiles.....	21
Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux	
3.1. Introduction.....	23
3.2. Dimensionnement de l'acrotère.....	23
3.2.1. Détails de calcul.....	23
3.2.2. Dimensions et modélisation de l'acrotère.....	23
3.2.3. Evaluations des sollicitations.....	24
3.2.4. Calcul du ferrailage.....	24
3.2.5. Vérification au cisaillement.....	25
3.2.6. Vérification au séisme.....	25
3.3. Ferrailage des escaliers.....	26

3.3.1. Détails constructifs.....	26
3.3.2. Escalier courant.....	27
3.3.2.1. Géométrie.....	27
3.3.2.2. Dimensionnement.....	28
3.3.2.3. Evaluation des charges et surcharges.....	29
3.3.2.4. Modélisation.....	29
3.3.2.5. Combinaison de charges.....	30
3.3.2.6. Sollicitations de calcul.....	30
3.3.2.7. Calcul de ferrailage.....	30
3.3.2.8. Vérification au cisaillement.....	31
3.4. Plancher a corps creux.....	31
3.4.1. Introduction.....	31
3.4.2. Dimensionnement des planchers a corps creux.....	32
3.4.2.1. Calcul des poutrelles.....	32
1. Avant coulage.....	32
2. Evaluation des charges permanentes.....	33
3. Après coulage.....	34
4. Evaluation des sollicitations.....	34
3.4.2.2. Ferrailage des poutrelles.....	36
1) Armatures longitudinales.....	36
2) Armatures transversales.....	36
3) Vérification au cisaillement.....	36
4) Vérification de la condition de non fragilité.....	37
3.4.2.3. Table de compression.....	37
3.5. La dalle de la cage d'ascenseur (dalle plein).....	38
a) Evaluation des charges.....	38
b) Sollicitations de calcul.....	38
c) Calcul du ferrailage.....	38
d) Vérification au cisaillement.....	39

Chapitre IV : Etude dynamique

4.1. Introduction.....	40
4.2. Etude sismique.....	40
4.2.1. Modélisation de rigidité.....	40
4.2.2. Modélisation de masse.....	40
4.3. Choix de la méthode de calcul.....	41
4.3.1. Méthode statique équivalente.....	41
4.3.1.1. Principe.....	41
4.3.1.2. Conditions d'application.....	42
4.3.1.3. Calcul de la force sismique équivalente.....	42
- Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	42
- Coefficient de comportement R.....	44
- Facteur de qualité Q.....	44
- Poids de la structure W.....	45
4.3.1.4. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur du bâtiment.....	47
4.3.1.5. Moment fléchissant au niveau de chaque étage.....	48
- Calcul de centre de torsion.....	49
- Excentricité statique.....	49
- Excentricité accidentelle.....	50
4.3.1.6. Répartition des forces sismique suivant les deux sens sur chaque voile.....	50
4.3.2. Méthode modale spectrale.....	52
4.3.2.1. Principe.....	52

4.3.2.2. Combinaison des modes.....	52
4.3.2.3. Effets orthogonaux et analyse spectrale.....	53
4.3.2.4. Analyse modale spectrale.....	54
- Utilisation des spectres de réponse.....	54
- Représentation graphique du spectre de réponse.....	54
- Résultante des forces sismiques de calcul.....	55
4.4. Interprétation des résultats de l'analyse sismique.....	56
4.4.1. Disposition des voiles.....	56
4.4.2. Caractéristiques dynamiques propres du modèle.....	57
4.4.3. Vérification des déplacements latéraux inter étages.....	57
4.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet p-δ (les effets du second ordre).....	58
4.4.5. Justification des pourcentages (voiles).....	59
4.4.5.1. Justification des voiles sous charges verticales.....	59
4.5. Conclusion.....	59

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

5.1. Introduction.....	60
5.2. Section minimales et maximales.....	60
5.2.1. Pourcentages minimal et maximal.....	60
5.2.2. Diamètre des barres.....	60
5.3. Ferrailage des poteaux.....	60
5.3.1. Prescriptions réglementaires.....	61
5.3.2. Combinaison d'action.....	61
5.3.3. Condition de non fragilité.....	62
5.3.4. Armatures transversales.....	63
5.3.4.1. Vérification du cisaillement.....	63
5.3.4.2. Armatures transversales.....	63
5.3.4.3. Dispositions constructives.....	64
5.3.5. Ferrailage des poteaux du sous-sol.....	65
5.3.5.1. Calcul de l'effort normal pondéré.....	65
5.3.5.2. Calcul du ferrailage.....	66
5.4. Ferrailage des poutres.....	67
5.4.1. Calcul du ferrailage.....	68
5.4.1.1. Sections d'acier nécessaires.....	68
5.4.1.2. Vérifications des poutres.....	68
1) Condition de non fragilité.....	68
2) Armatures transversales.....	69
3) Dispositions constructives conforme au code BAEL 91.....	69
4) Dispositions constructives selon le code parasismique algérien.....	69
5) Vérification à l'état limite ultime.....	69
6) Calcul de ϕ_t	70
5.5. Ferrailage des voiles.....	71
5.5.1. Introduction.....	71
5.5.2. Stabilité du bâtiment aux actions latérales.....	71
5.5.3. Combinaisons d'actions.....	71
5.5.4. Recommandations du code algérien.....	71
5.5.4.1 aciers verticaux.....	71
5.5.4.2 aciers horizontaux.....	72
5.5.4.3 dispositions communes.....	72
5.5.5 ferrailage des refends.....	73
5.5.5.1. Ferrailage vertical.....	73
5.5.5.2. Ferrailage horizontal.....	77

5.6. Conclusion.....	78
Chapitre VI : Etude des fondations	
6.1. Introduction.....	79
6.2. Dimensionnement des semelles de fondation.....	79
6.2.1. Calcul des fondations.....	79
6.2.2. Choix du type de fondation.....	80
6.2.2.1. Semelles filantes.....	80
6.2.2.2. Vérification.....	81
6.3. Etude du voile périphérique.....	81
6.3.1. Conditions minimales réglementaires.....	81
6.3.2. Modélisation et calcul du voile périphérique.....	81
6.3.2.1. Sollicitations de calcul.....	81
6.3.2.2. Calcul de ferrailage vertical.....	82
6.3.2.3. Ferrailage horizontal.....	82
6.3.2.4. Sollicitations de calcul.....	83
6.3.2.5. Calcul des ferrailages.....	83
6.4. Radier général.....	84
6.4.1. Introduction.....	84
6.4.2. Surface nécessaire.....	84
6.4.3. Prédimensionnement de radier.....	84
6.4.3.1. Condition de cisaillement.....	85
6.4.3.2. Condition de déformation.....	85
6.4.3.3. Condition de rigidité.....	85
6.4.3.4. Choix de l'épaisseur du radier.....	86
6.4.3.5. Largeur de la nervure.....	86
6.4.4. Caractéristiques géométriques de radier.....	86
6.4.5. Vérifications nécessaires.....	86
6.4.5.1. Vérification au poinçonnement.....	87
6.4.5.2. Vérification de la stabilité au renversement.....	88
6.4.5.3. Vérification au cisaillement.....	88
6.4.5.4. Calcul des contraintes.....	88
6.4.5.5. Vérification à la poussée hydrostatique.....	90
6.4.6. Ferrailage du radier.....	90
6.4.6.1. Ferrailage de la dalle du radier.....	91
1. Détermination des efforts.....	91
2. Valeur de la pression sous radier.....	91
3. Moments en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité	91
4. Calcul du ferrailage.....	92
5. Espacement.....	93
6. Vérifications nécessaires.....	93
7. Vérification des contraintes à l'état limite de service.....	93
6.4.6.2. Ferrailage des nervures.....	93
6.4.6.3. Calcul des sollicitations (sens x-x).....	95
6.4.6.4. Ferrailage en appuis.....	95
6.4.6.5. Ferrailage en appuis.....	95
6.4.6.6. Ferrailage en travée.....	96
6.4.6.7. Calcul des sollicitations (sens y-y).....	96
6.4.6.8. Ferrailage en appuis.....	96
6.4.6.9. Ferrailage en travée.....	96
6.4.6.10. Armatures transversales.....	96
Conclusion générale.....	98

Annexe 1 : composition de béton.....	99
Annexe 2 : Rapport d'étude du sol.....	101
Bibliographie	-

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : Présentation de l'ouvrage

Figure 1: Vue en plan d'un niveau courant.....	3
Figure 2: Vue en plan du niveau rez-de-chaussée.....	3
Figure 3: Vue en plan du niveau mezzanine.....	3
Figure 4: Vue en élévation.....	4
Figure 5: Vue d'ensemble.....	4
Figure 6: Corps creux.....	5
Figure 7: Plancher à corps creux.....	6
Figure 8: Brique creuse de 8 trous (10x20x30).....	6
Figure 9: Acrotère.....	7

CHAPITRE 2 : Pré dimensionnement

Figure 1: Plancher courant.....	13
Figure 2: Plancher terrasse.....	13
Figure 3: Mur en double cloison.....	14
Figure 4: Coupe transversale de la poutre.....	15
Figure 5: Dimensions des voiles de stabilisation.....	21
Figure 6: Coupe de voiles.....	22

CHAPITRE 3 : dimensionnement des éléments non structuraux

Figure 1: Dimensions de l'acrotère.....	24
Figure 2: Modèle de calcul de l'acrotère.....	24
Figure 3: Dimensions de la section de calcul.....	24
Figure 4: Ferrailage de l'acrotère.....	26
Figure 5: Escalier à deux volées.....	27
Figure 6: Caractéristiques d'un escalier.....	27
Figure 7: Dimensions des escaliers.....	28
Figure 8: Modèle de calcul d'un escalier courant.....	29
Figure 9: Ferrailage des escaliers.....	31
Figure 10: Dimensions du corps creux.....	32
Figure 11: Schéma statique de calcul de la poutrelle.....	33
Figure 12: Section de calcul des poutrelles après coulage.....	34
Figure 13: Schémas du ferrailage des poutrelles.....	37
Figure 14: Schéma de ferrailage de la dalle.....	39

CHAPITRE 4 : Etude dynamique

Figure 1: Modèle en 3D.....	41
Figure 2: Répartition des poids à chaque étage.....	46
Figure 3: Disposition des voiles.....	49
Figure 4: Allure du spectre de réponse.....	54
Figure 5: Disposition des voiles.....	56
Figure 6: Evaluation des effets du second ordre.....	58

CHAPITRE 5: Ferrailage des éléments structuraux

Figure 1: Ferrailage des poteaux.....	67
Figure 2: Ferrailage transversal.....	67
Figure 3: ferrailage des poutres.....	70
Figure 4: Disposition des voiles.....	73
Figure 5: Répartition des contraintes.....	74
Figure 6: Schéma de ferrailage du refend.....	76

CHAPITRE 6 : Etude des fondations

Figure 1: Schéma statique du voile périphérique.....	82
Figure 2: Schéma statique du ferrailage horizontal des voiles périphériques.....	83
Figure 3: Diagramme du moment fléchissant pour le ferrailage horizontal.....	83
Figure 4: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	84
Figure 4: Schéma des dimensions du radier.....	86
Figure 5: Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	87
Figure 6: Contraintes sous le radier.....	89
Figure 7: Schéma de répartition de charge.....	94
Figure 8 : Forme de la nervure du radier.....	95

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 2 : Pré dimensionnement

Tableau 1: Charge permanente revenant au plancher courant.....	13
Tableau 2: Charge permanente revenant au plancher terrasse.....	14
Tableau 3: Charge permanente de la double cloison.....	14
Tableau 4: Dimensions transversales des poutres.....	15
Tableau 5: Résultats de la règle de dégression.....	18
Tableau 6: Evaluation des charges permanentes.....	20
Tableau 7: Sections des poteaux.....	21

CHAPITRE 3 : dimensionnement des éléments non structuraux

Tableau 1: Sollicitations de l'acrotère.....	24
Tableau 2: Ferrailage de l'acrotère.....	25
Tableau 3: Evaluation des charges et surcharges du la volée.....	29
Tableau 4: Evaluation des charges et surcharges du le palier.....	29
Tableau 5: Combinaison des actions des escaliers.....	30
Tableau 6: Sollicitations de calcul.....	30
Tableau 7: Résultat du calcul du ferrailage des escaliers.....	30
Tableau 8: Sollicitations des poutrelles.....	33
Tableau 9: Combinaisons d'action après coulage.....	34
Tableau 10: Sollicitations après coulage.....	35
Tableau 11: Ferrailages des poutrelles.....	36
Tableau 12: Contrainte de cisaillement dans les poutrelles.....	37
Tableau 13: Résultats du ferrailage de la dalle.....	39

CHAPITRE 4 : Etude dynamique

Tableau 1 : Facteur de qualité.....	45
Tableau 2 : Paramètres sismiques.....	46
Tableau 3: Distribution des efforts sismiques dans le sens longitudinal.....	48
Tableau 4 : Moment fléchissant dans sens longitudinal.....	48
Tableau 5 : Centre de masse, centre de torsion et excentricité.....	49
Tableau 6 : Répartition des forces sismique aux différents voiles.....	51
Tableau 7 : Sollicitations revenant à chaque voile.....	51
Tableau 8 : Valeurs du spectre de réponse.....	55
Tableau 9 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	56
Tableau 10 : Vérification des déplacements inter étages du modèle.....	57
Tableau 11 : Vérification de l'effet P- Δ inter étages du modèle.....	58
Tableau 12 : Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical.....	59

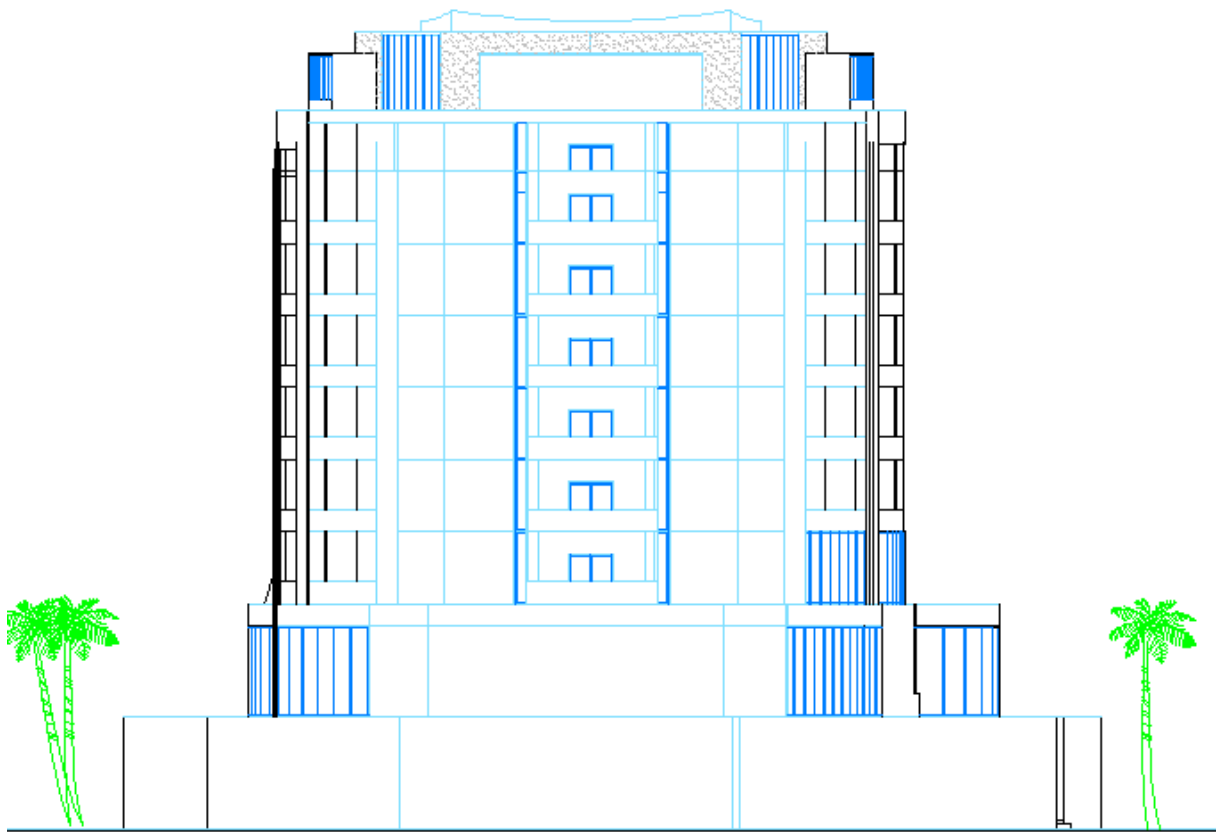
CHAPITRE 5 : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau 1: Sections minimales et maximales des armatures.....	60
Tableau 2: Caractéristiques des matériaux.....	61
Tableau 3: Valeurs des efforts internes.....	62
Tableau 4: Choix des armatures des poteaux.....	62
Tableau 5: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....	63
Tableau 6: Ferrailage transversal des poteaux.....	64
Tableau 7: Ferrailage des poutres.....	68
Tableau 8: Ferrailage vertical des refends.....	76
Tableau 9: Vérification au cisaillement.....	77
Tableau 10: Ferrailage horizontal des refends.....	78

CHAPITRE 6 : Etude des fondations

Tableau 1: Sections des semelles filantes.....	80
Tableau 2: Ferrailage vertical des voiles périphériques.....	82
Tableau 3: Ferrailage horizontal des voiles périphériques.....	83
Tableau 4: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	89
Tableau 5: Vérification des contraintes à l'ELS.....	90
Tableau 7: Calcul des moments.....	92
Tableau 8: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....	92
Tableau 9: Vérification des contraintes.....	93

INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Tous les ouvrages ou éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de façon à pouvoir résister, avec une sécurité appropriée, à toutes les sollicitations et déformations prévues pendant toute la durée de la vie prévue pour l'ouvrage.

Une structure ou une partie de cette structure est rendue inapte à l'usage auquel on la destine lorsqu'elle atteint un état particulier, dit "état limite" dans lequel elle cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait pas aux conditions pour lesquelles elle a été conçue.

Les états limites peuvent être classés en deux catégories:

1. les états limites ultimes, ou états correspondant à la valeur maximale de la capacité portante,
2. et les états limites d'utilisation, qui sont fonction des critères d'utilisation normale ou de durabilité.

Par ailleurs, il y a lieu de tenir compte de l'influence que les cycles répétés "chargement-déchargement" peuvent avoir sur l'adhérence acier-béton et sur la déformabilité et, par conséquent, sur le comportement aux états-limites de résistance et d'instabilité.

Ce type de comportement est généralement observé chez un ouvrage soumis aux actions sismiques qui peuvent, lors des cycles de chargement, dépasser les limites d'élasticité. Les endommagements croissants résultants peuvent entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'identifier avec soin tous les aspects du comportement des constructions, aussi bien dans les conditions d'utilisation qu'à l'état limite ultime.

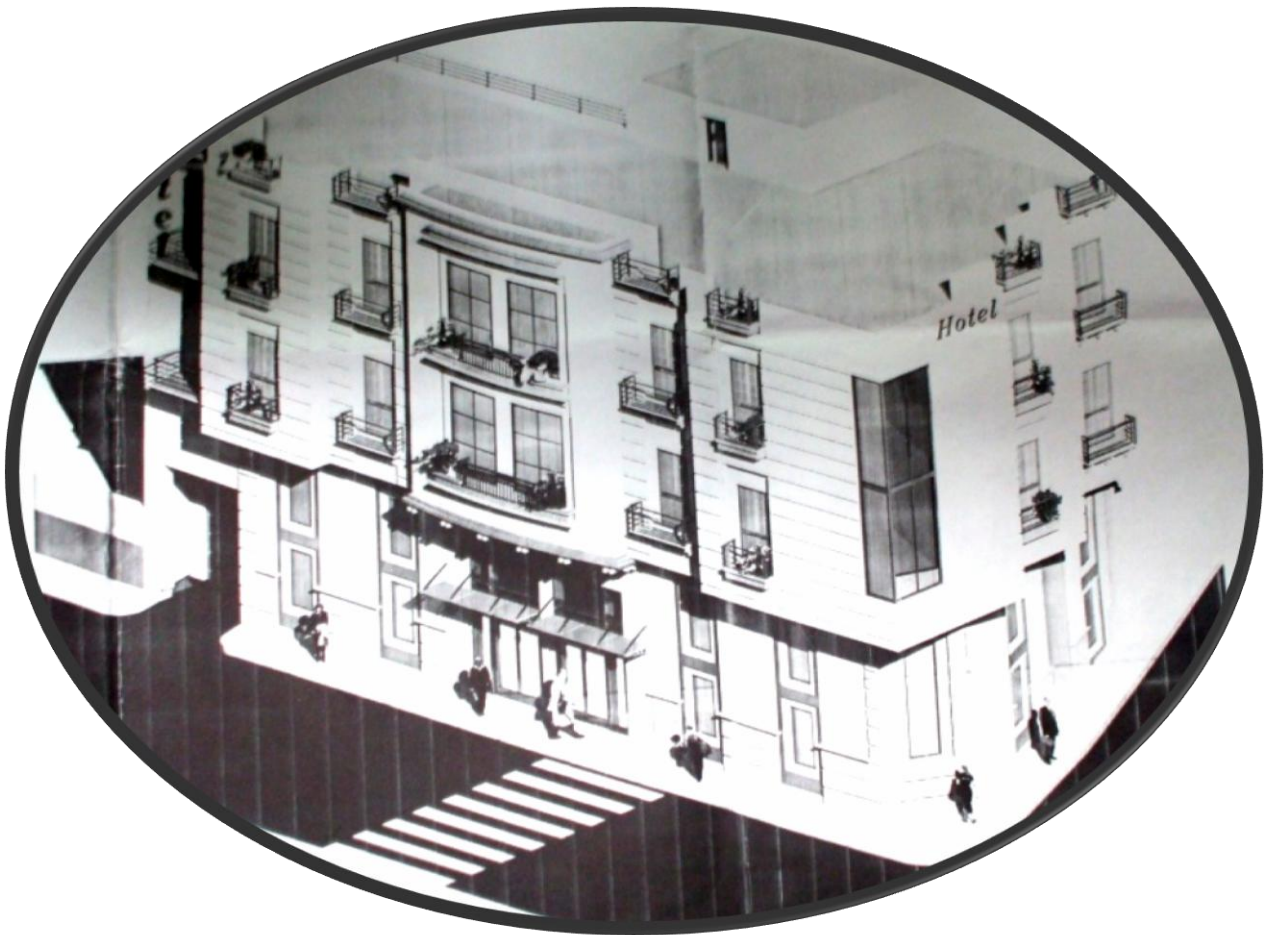
Dans cette optique, l'objectif principal de cette étude est la conception, l'analyse et le dimensionnement dans un cadre parasismique afin de garantir une sécurité convenable contre l'inaptitude de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments constitutifs à assurer l'usage auquel il est destiné.

Pour y parvenir, nous avons structuré notre travail qui consiste à dimensionner et à vérifier aux séismes un bâtiment composé de 6 niveaux en plus d'un sous-sol, comme ce qui suit :

1. Introduction générale
2. Présentation de projet
3. Prédimensionnement
4. Calcul des éléments non structuraux
5. Etude dynamique
6. Ferrailage des éléments structuraux
7. Etude de l'infrastructure
8. conclusion

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1. INTRODUCTION

L'étude de ce projet comprend la partie dimensionnement des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, ...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Les différents calculs seront fait conformément aux normes en vigueur en Algérie à savoir:

- le règlement parasismique algérien (**RPA99** version 2003),
- et les règles de béton armé (**BAEL 91** et **CBA93**) et moyennant le logiciel de calcul (**ETABS**).

1.2. PRESENTATION DU BATIMENT

L'ouvrage à étudier est un bâtiment à usage commercial, comportant six niveaux en plus d'un sous-sol (R+5+SS). Il sera implanté au Boulevard Télémy dans la wilaya d'Alger, zone considérée par le règlement parasismique algérien de sismicité élevée (zone III).

Le bâtiment est composé :

- d'un sous-sol comprenant des locaux à usage technique,
- d'un rez-de-chaussée dénombrant des locaux à usage commercial, un garage et des bureaux de réception,
- d'un étage mezzanine dénombrant un bureau, une terrasse et petite salle pour prendre son déjeuner,
- et d'étages comprenant plusieurs chambres réservées à la clientèle.

Conformément aux normes parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003), ce bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne, c'est-à-dire appartenant au groupe d'usage 2.

1.2.1. Dimensions en plan

Les dimensions du bâtiment en question sont :

- Sens longitudinal $L = 24,35\text{m}$
- Sens transversal $l = 11,75\text{m}$

1.2.2. Dimensions en élévation

Les différentes hauteurs sont :

- Hauteur sous-sol $h_{ss} = 3,69\text{m}$
- Hauteur rez-de-chaussée $h_{rdc} = 3,06\text{m}$
- Hauteur mezzanine $h_m = 2,64\text{m}$
- Hauteur niveau courant $h_c = 3,57\text{m}$
- Hauteur totale du bâtiment $H = 25,73\text{m}$.

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont données par les figures suivantes.

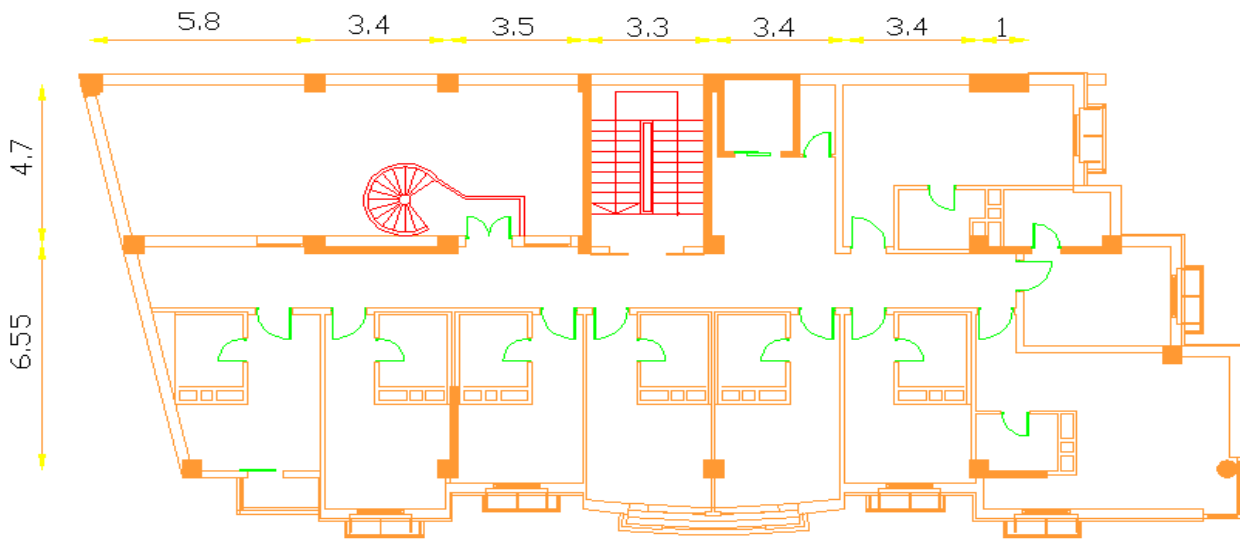


Figure 1.1: Vue en plan d'un niveau courant

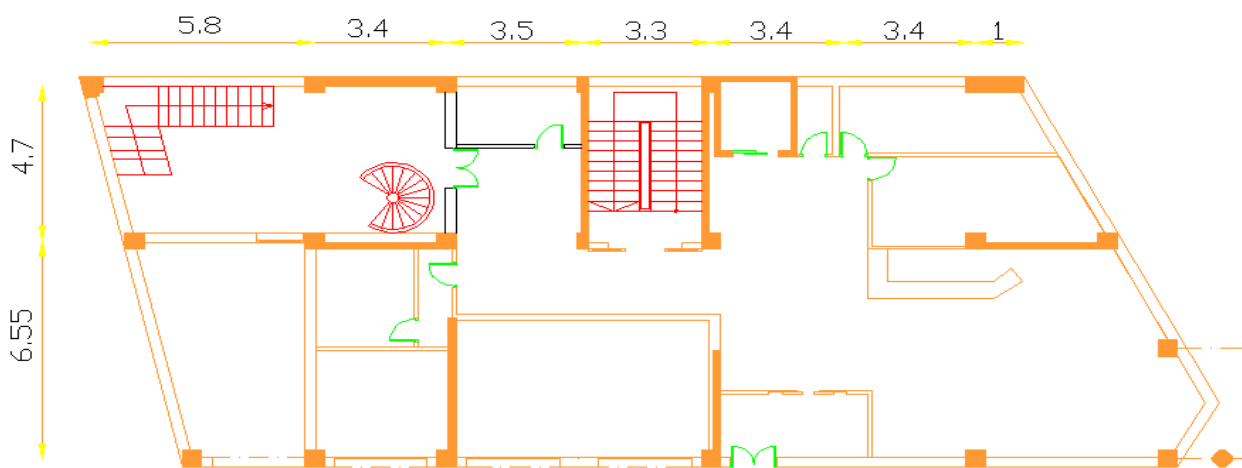


Figure 1.2: Vue en plan du niveau rez-de-chaussée

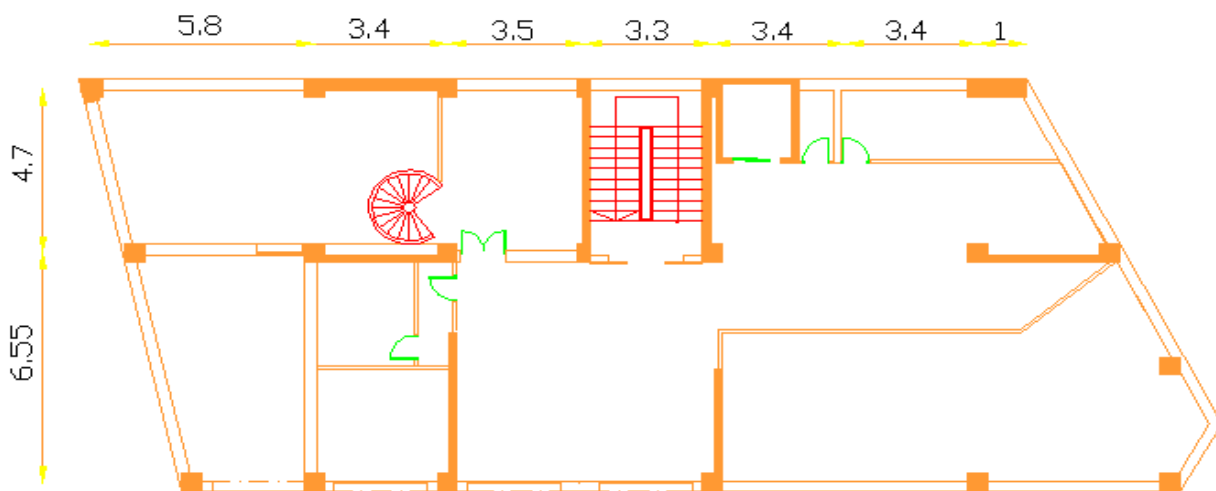


Figure 1.3: Vue en plan du niveau mezzanine

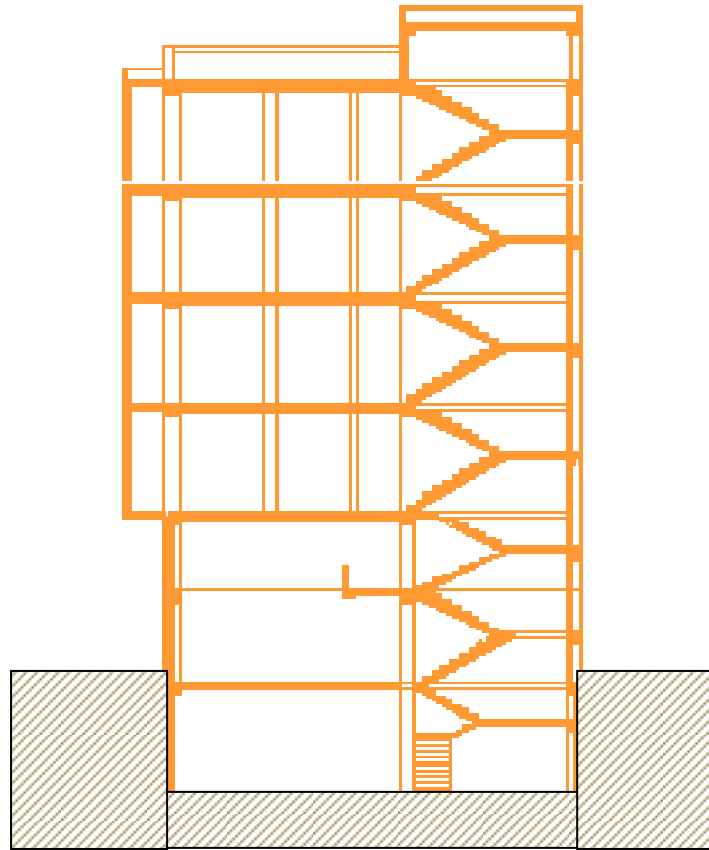


Figure 1.4: Vue en élévation

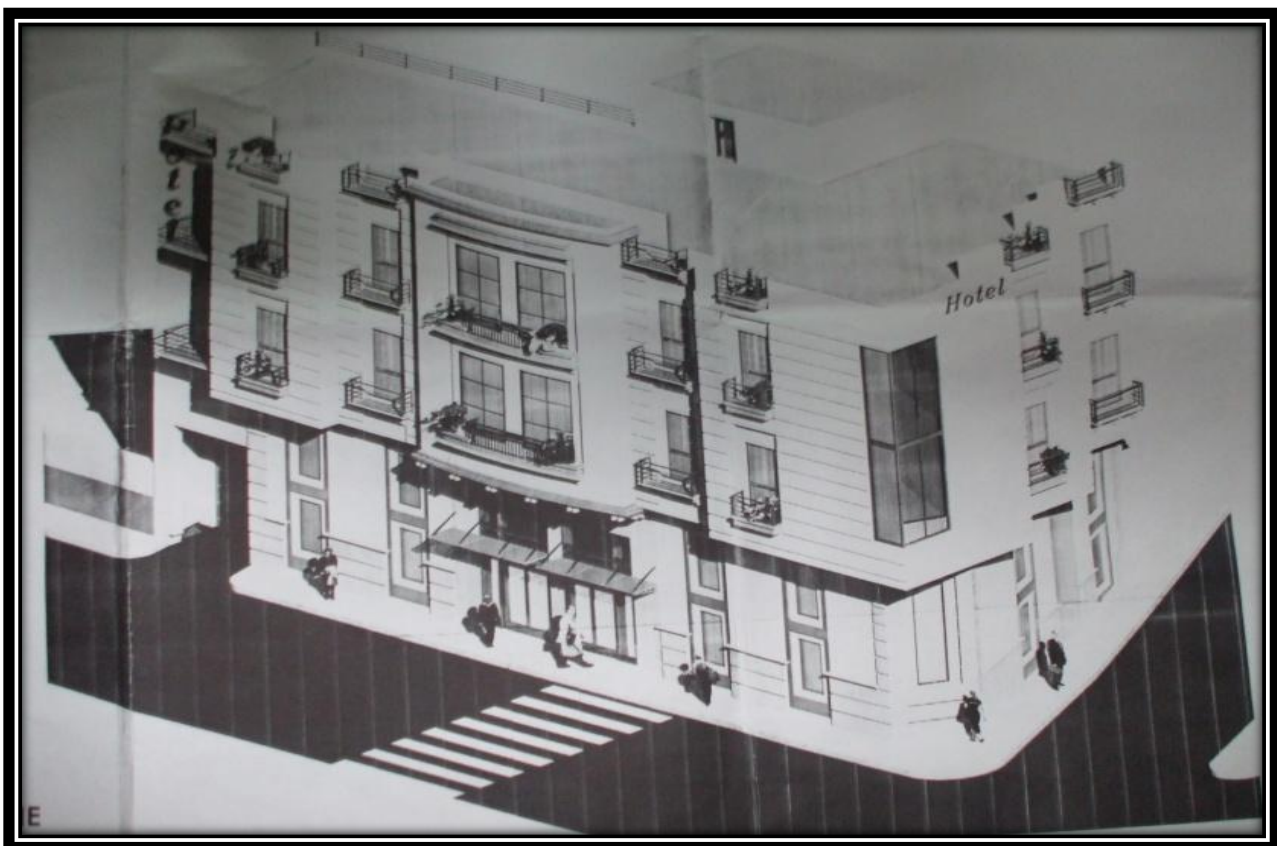


Figure 1.5: Vue d'ensemble

1.2.3. Système structural

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par des refends linéaires disposés suivant les directions principales du bâtiment sans interaction avec les portiques. Aussi, les portiques seront bi-articulés et ne reprendront donc que les charges verticales.

1.2.4. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes horizontaux rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Il existe deux grandes familles de planchers:

- les planchers à corps creux,
- et les planchers dalle avec poutres secondaires et poutres principales.

1.2.4.1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux (voir figure 1.7) utilisé pour ce projet est constitué:

- de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 60cm,
- de corps creux en béton expansé ou hourdis (figure 1.6),
- et d'une table de compression de faible épaisseur en béton, ferrillée au moyen d'un treillis soudé.

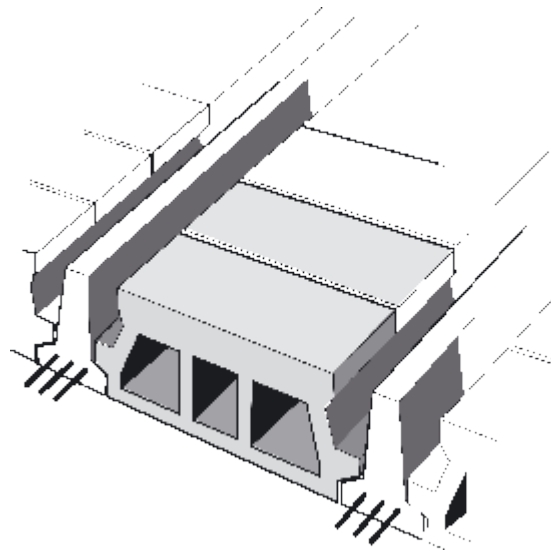


Figure 1.6: Corps creux

Les plancher à corps creux sont employés pour les raisons suivantes:

- facilité de réalisation,
- réduction de la masse du plancher, et par conséquent l'effort sismique,
- fonction d'isolation acoustique et thermique,
- en plus d'une économie dans le coût du coffrage (poutrelles + corps creux= coffrage).



Figure 1.7 : Plancher à corps creux

1.2.4.2. Planchers dalle pleine coulé sur place

Ce type de plancher composé de poutres principales, poutres secondaires et dalle pleine est très largement utilisé dans la construction d'immeubles élevés et pour certaines habitations privées.

Comme nous l'avons souligné plus haut, les planchers utilisés pour ce bâtiment seront réalisés en corps creux.

1.2.5. Maçonnerie

La maçonnerie la plus couramment utilisée en Algérie est en briques creuses. Pour ce projet, deux types de cloisonnement sont utilisés, à savoir:

- 1) Pour les murs extérieurs, le remplissage des façades est réalisé en maçonnerie non rigides composées:
 - d'une cloison en briques à 8 trous de 10cm d'épaisseur,
 - d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur,
 - et d'une cloison en briques à 8 trous de 10cm d'épaisseur.
- 2) Pour les murs intérieurs, des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.



Figure 1.7: Brique creuse de 8 trous (10x20x30)

1.2.6. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué :

- par un carrelage de 2 cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers,
- de la céramique recouvrant tous les murs des salles d'eau,
- de l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds,
- et du mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

1.2.7. Acrotère

L'acrotère (figure 1.8)) est un muret en béton armé situé en bordure d'une toiture-terrasse. Un acrotère peut faire office de garde-corps (un ensemble d'éléments formant une barrière destinée à protéger les personnes du risque de chute et à retenir les objets) dans le cas d'une toiture-terrasse accessible.

La terrasse du bâtiment à dimensionner est accessible. Par conséquent, le dernier niveau du bâtiment sera entouré d'un acrotère en béton armé.

Dans un bâtiment d'habitation, aux étages autres que le rez-de-chaussée, le garde-corps des balcons, terrasses, galeries ou loggias doit avoir une hauteur d'au moins un mètre. Cette hauteur minimale peut être réduite à 80 centimètres lorsque l'épaisseur du garde-corps dépasse 50 centimètres.

Dans le cas du bâtiment considéré, les dimensions retenues pour le garde-corps sont:

- Hauteur = 120 cm
- Epaisseur = 10 cm

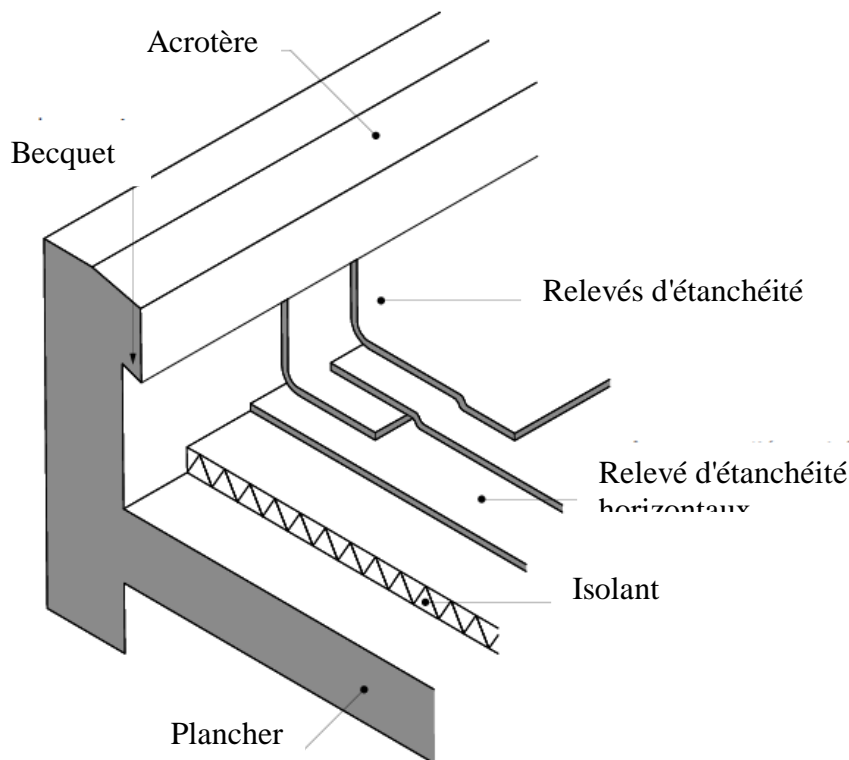


Figure 1.8: Acrotère

1.2.8. Escaliers

Les escaliers sont constitués de gradins successifs permettant de changer de niveau. Ils sont réservés à l'usage exclusif du piéton. Ils doivent :

- permettre de monter ou descendre, en sécurité, un ou plusieurs niveaux d'un bâtiment tout en tenant compte de données ergonomiques, c'est-à-dire le confort,
- pouvoir s'intégrer dans un local,
- être stables en cours d'utilisation (résistance mécanique)
- résister aux contraintes auxquelles ils peuvent être soumis lors de leur usage (durabilité),
- et éventuellement un rôle décoratif.

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers droits composés de deux volées et d'un palier inter-étage.

Les escaliers droits sont des escaliers avec des marches rectangulaires. Il s'agit d'escaliers les plus simples à concevoir.

1.2.9. Ascenseurs

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

L'ascenseur est installé la plupart du temps dans une "cage d'ascenseur", une trémie verticale fermée, située à l'intérieur ou à l'extérieur de construction. Dans le cas du bâtiment à étudier, l'ascenseur se trouve à l'intérieur.

1.3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans le dimensionnement de l'ouvrage en question seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé utilisées en Algérie (BAEL et CBA 93).

1.3.1. Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

Le ciment utilisé est un CPA 325 (ciment portland artificiel) dosé à 350 kg/m^3 .

Les calculs seront effectués avec une résistance nominale à la compression à 28 jours proche de 25 MPa.

Les principales caractéristiques du béton sont les suivantes:

1) à l'état limite ultime [1]

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1,15 \quad \text{pour des situations accidentelles (séisme)}$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{pour des situations normales}$$

Le diagramme de contraintes déformations adopté est :

- parabole- rectangle pour les sections entièrement comprimées,
- rectangulaire simplifié pour les autres cas.

La contrainte limite ultime de cisaillement $\bar{\tau}_u$ est limitée à [6] :

$$\tau_u < \text{Min} \left\{ 0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{si } F.P.P \text{ (fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \text{Min} \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{si } F.P. \text{ (fissuration préjudiciable ou très préjudiciable)}$$

2) à l'état limite de service

La contrainte de compression dans le béton est [1]:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale du béton est:

- pour des contraintes de courte durée [1] :

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.19 \text{ MPa}$$

- pour des contraintes de longue durée [1] :

$$E_{vj} = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.8 \text{ MPa.}$$

3) Le coefficient de Poisson est pris égal à [6]:

- 0 pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime
- 0,2 pour le calcul des déformations à l'état limite de service

4) la composition du béton utilisée pour 1 m^3 (voir annexe1) est:

- | | |
|--|------------|
| - Ciment | 350 kg |
| - Sable ($D_n \leq 5 \text{ mm}$) | 539 kg |
| - Gravillon ($3 \leq D_n \leq 8 \text{ mm}$) | 319 kg |
| - Gravier ($5 \leq D_n \leq 15 \text{ mm}$) | 806 kg |
| - Eau de gâchage | 242 litres |

1.3.2. Aciers

L'acier utilisé en Algérie est normalement conforme aux normes AFNOR, avec les caractéristiques mécaniques suivantes.

Les aciers utilisés dans le dimensionnement de cet ouvrage possèdent les caractéristiques suivantes [9]:

- Modules de déformations longitudinales de l'acier $E = 200000 \text{ MPa}$
- F_e E 400 HA type 1 $\longrightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$ (limite d'élasticité garantie)

- F_e E 240 ronds lisses → f_e = 235 MPa (limite d'élasticité garantie)

Pour le calcul des sollicitations à l'ELU, on prend [1]:

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

où,

$\gamma_s = 1,15$ pour les situations normales ($\sigma_s = 348 \text{ MPa}$)

$\gamma_s = 1,00$ pour les situations accidentelles ($\sigma_s = 400 \text{ MPa}$)

Dans le cas où la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est préconisée, Les contraintes dans l'acier ne sont pas limitées.

1) Cas où la fissuration est préjudiciable [1] :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 (\eta f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\}$$

Avec,

$\eta = 1$ pour aciers ronds lisse

$\eta = 1,6$ pour aciers HA $\varnothing > 6 \text{ mm}$

$\eta = 1,3$ pour aciers HA $\varnothing < 6 \text{ mm}$

Le diamètre des armatures est au moins égal à 6mm.

2) Cas où la fissuration est très préjudiciable [1] :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ 0,5 f_e, 90 (\eta f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\}$$

1.4. CARACTERISTIQUES DU SOL D'ASSISE

Le rapport de sol relatif au terrain, indique qu'il est de nature rocheuse, avec un taux de travail égal à 2 bars. Ce taux a été fixé en se rapportant aux études de sol faites aux alentours du bâtiment en question.

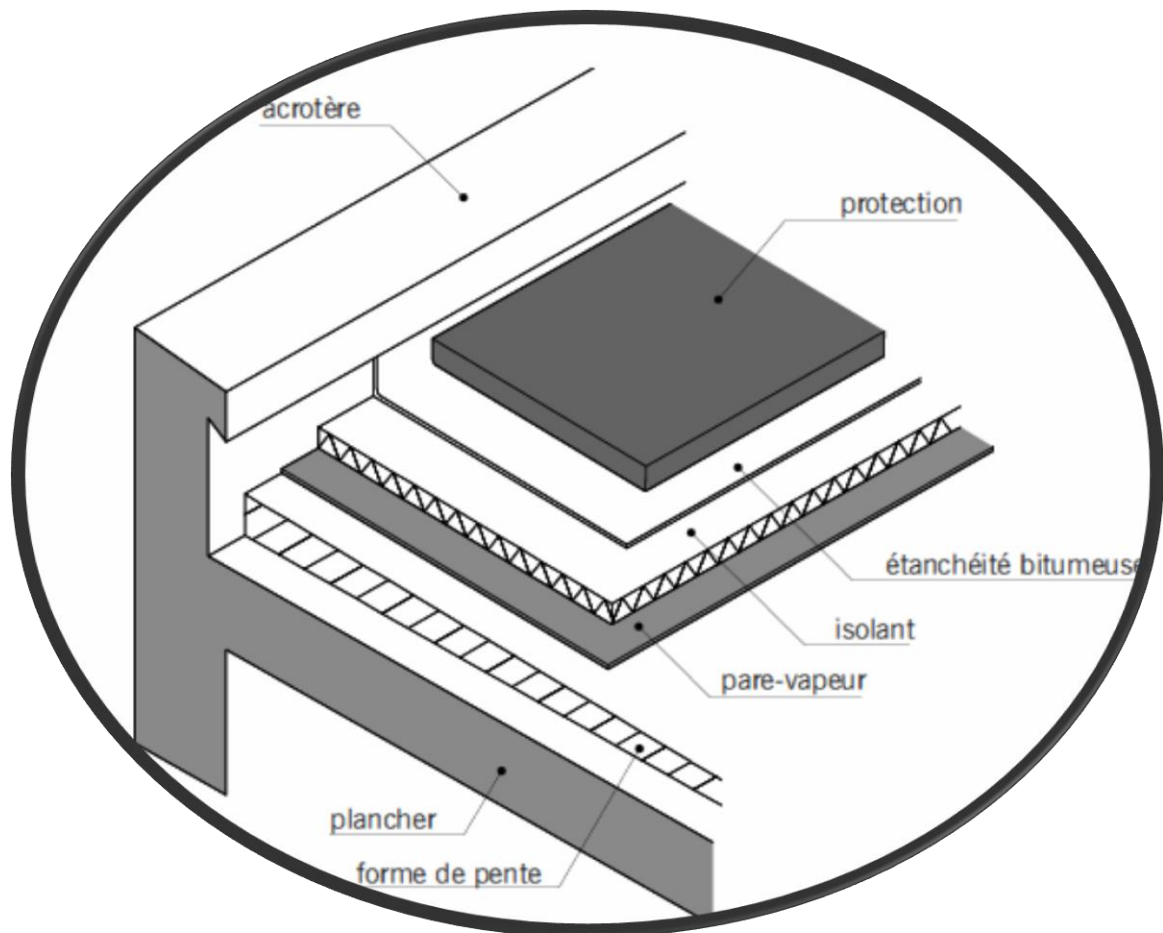
1.5. CONCLUSION

Le calcul de la structure en question est effectué avec les caractéristiques suivantes:

- 1) Le béton a une masse volumique de 2500 kg/m^3 , et une résistance à la compression $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$
- 2) Les aciers utilisés sont de nuance FeE400 pour les aciers à haute adhérence, et FeE235 pour les ronds lisses.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT



CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT

2.1. INTRODUCTION

Le prédimensionnement des sections des éléments résistants se fait conformément aux règlements en vigueur en Algérie, à savoir :

- le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003,
- les règles françaises du béton armé aux états limites (BAEL91),
- et le contrôle du béton armé CBA93.

Le prédimensionnement permet de faire une évaluation des sollicitations (charge et surcharge) et précède le calcul.

Les éléments concernés par ce pré dimensionnement sont :

- les planchers,
- les poutres,
- les poteaux,
- et les voiles.

2.2. PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHER

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

2.2.1. Isolation phonique (corps creux)

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, les règles CBA impose une épaisseur du plancher supérieure ou égale à 13cm.

La condition de résistance au feu fixe l'épaisseur à 16cm, par conséquent, c'est cette dernière qui sera retenue [1].

2.2.2. Résistance à la flexion

2.2.2.1. Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est fixée en relation avec le choix des appuis. Pour les dalles reposant sur trois ou quatre appuis, l'épaisseur doit vérifier l'inégalité suivante:

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

où, L représente la plus grand portée

Dans le cas de l'ouvrage à étudier, on a :

$$L = 4,7\text{m} \longrightarrow \frac{470}{50} \leq e \leq \frac{470}{40} \longrightarrow 9,4 \leq e \leq 11,75 \text{ cm}$$

2.2.2.2. Dalle pleine :

Pour la cage d'ascenseurs on va adopter la dalle pleine. Les dimensions sont : $l_x = 2,40\text{m}$, $l_y = 2,40\text{m}$, l'épaisseur à adopter sera plus grande que les deux suivantes :

► **La condition de résistance** : donnée en fonction de la nature des appuis sur laquelle repose la dalle :

- ❖ Dalles reposants sur deux appuis [6] : $L_x/35 < e < L_x/30$
- ❖ Dalles reposants sur trois ou quatre appuis [1] : $L_x/50 < e < L_x/40$

L_x : Grand coté du panneau de dalle.

L_y : Petit coté du panneau de dalle.

dans notre cas, la dalle de la cage d'ascenseurs reposant sur quatre appuis a une portée égale à :

$L_x = 240 \text{ cm}$

Donc on a : $4,8\text{cm} \leq e \leq 6\text{cm}$

Soit : $e = 6\text{cm}$

► Condition supplémentaire (résistance au feu) [3] :

- ❖ $e = 7 \text{ cm}$ Pour résister une heure de coupe feu,
- ❖ $e = 11 \text{ cm}$ Pour résister deux heures de coupe feu,
- ❖ $e = 17,5 \text{ cm}$ Pour résister quatre heures de coupe feu.

Notre structure est compartimentée en coupe feu 2 heures.

D'où : $e = 11\text{cm}$

On adopte : $e = 12 \text{ cm}$.

2.2.3. Condition de déformation

A propos des déformations, l'épaisseur du plancher est conditionnée par l'inégalité suivante [6] :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Ceci donne pour l'ouvrage en question:

$$18,4 \leq e \leq 23 \text{ cm}$$

Par conséquent, le plancher choisi pour cet ouvrage est un plancher à corps creux, constitué d'un hourdis d'épaisseur 16cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur (voir figures 2-1 et 2-2), et une dalle pleine pour la cage d'ascenseur à une épaisseur 12cm.

2.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES [8]

2.3.1. Plancher courant

La figure 2.1 représente les différentes couches de revêtement d'un plancher courant.

Les charges et surcharges revenant à chaque plancher courant sont regroupées dans le tableau 2.1.

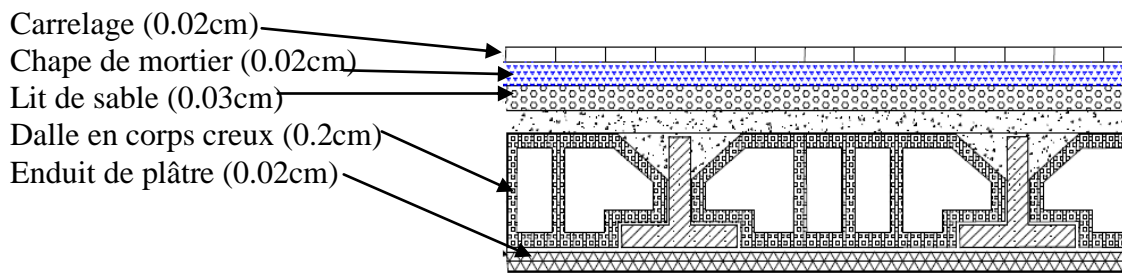


Figure 2.1 : Plancher courant

Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
Revêtement carrelage	02	0.44
Mortier de pose	02	0.40
Lit de sable	03	0.54
Plancher en corps creux	(16+4)	2.80
Enduit de ciment	1.5	0.27
Enduit en plâtre, et cloison	-	1.15
	G	5.6
	Q habitation	1.5

Tableau .2.1. Charge permanente revenant au plancher courant

Remarque

Les surcharges d’exploitation correspondant au sous-sol et au niveau mezzanine sont :

$$Q_{ss} = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_m = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

2.3.2. Plancher terrasse

La figure 2.2 représente le revêtement d’une terrasse accessible, et le tableau 2.2 regroupe les différentes charges et surcharges d’un plancher terrasse accessible.

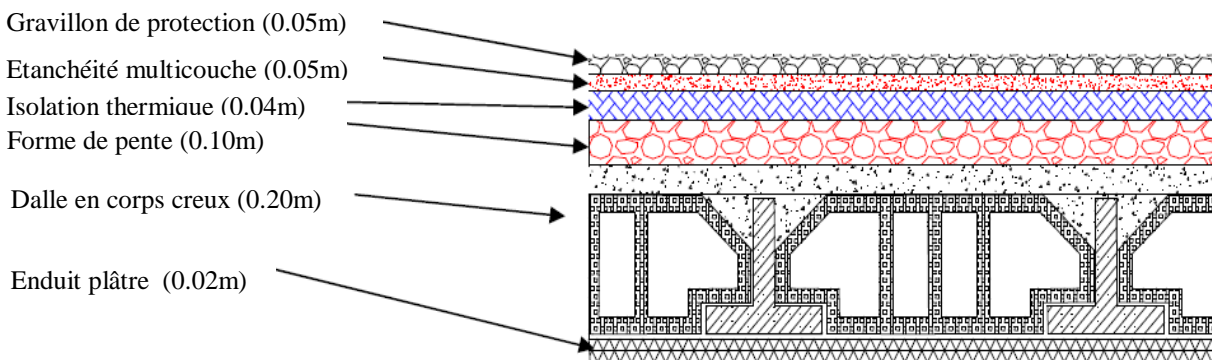


Figure 2.2: Planchers terrasse.

Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
Protection en gravillons	05	1.00
Etanchéité	05	0.12
Forme de pente	10	2.20
Isolation thermique en liège	04	0.16
Plancher en corps creux	(16+4)	2.80
Enduit en plâtre	2	0.20
	G	6.48
	Q terrasse accessible	2.50

Tableau 2.2 : Charge permanente revenant au plancher terrasse.

2.3.3. Mur en double cloison

Les murs de séparation seront réalisés en:

- double cloison pour les murs extérieurs,
- simple cloison pour les murs intérieurs.



Figure 2.3: Mur en double cloison

Les détails concernant la double cloison ainsi que les charges permanentes correspondantes sont regroupés dans le tableau ci-dessous:

Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Enduit de ciment	1.5	0.27
Brique creuse	10	0.9
Lame d'air	05	-
Brique creuse	10	0.9
Enduit de ciment	1.5	0.20
	G	2.42

Tableau 2.3: Charge permanente de la double cloison.

2.4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres, éléments résistants, en forme de barre, transmettent les charges et surcharges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux). Elles sont prédimensionnées suivant les exigences suivantes:

1) Par des formules empiriques [3]

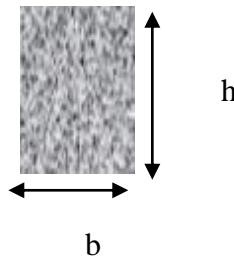
Les dimensions des poutres doivent vérifier les inégalités suivantes:

- $\frac{\text{Portée max}}{12} \leq h \leq \frac{\text{Portée max}}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

h = hauteur de la poutre ;

b = largeur de la poutre.

2) En tenant compte des recommandations du RPA99/2003, les poutres en zone III doivent respecter les dimensions suivantes [10]:



- $b > 20\text{cm}$
- $h > 30\text{cm}$
- $h/b < 4$
- $b_{\text{max}} < 1.5h + b_1$

Figure 2.4: Coupe transversale de la poutre.

Pour l'ouvrage concerné, les dimensions de la transversale retenues pour les poutres sont:

- Suivant le sens porteur
 $L = 6.05 \text{ m} \longrightarrow h = 55 \text{ cm et } b = 35 \text{ cm}$
- Suivant le sens non porteur
 $L = 4.20 \text{ m} \longrightarrow h = 40 \text{ cm et } b = 25 \text{ cm.}$

Les dimensions des poutres sont représentées dans le tableau ci-après.

	Sens	Dimensions
Poutres principales	Parallèle à YY	55x35
Poutres secondaires	Parallèle à XX	40x25

Tableau 2.4: Dimensions transversales des poutres.

2.5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure dont la mission est de transmettre les charges verticales aux fondations.

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement armée avec une section d'armatures représentant 0,1% de la section de béton, et soumise à l'action d'un effort normal calculé à partir d'une descente de charge.

Les dimensions des poteaux retenues doivent satisfaire les inégalités suivantes:

- Conformément aux normes parasismiques algériennes (RPA99/version 2003), on doit avoir [10],

$$\text{Min } (b; h) > 30\text{cm} \quad (\text{zone III})$$

$$\text{Min } (b; h) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

- Selon l'article B.8.4.1 du CBA 93, l'effort normal ultime N_{ult} agissant dans un poteau (compression centrée) doit être au plus égal à la valeur suivante [6]:

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

- Selon les normes BAEL91, il faut prendre en considération une section réduite B_r , où:
 - N_{ult} = effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1,35 G + 1,5 Q$) calculé en utilisant la règle de dégression verticale
 - B_r = section réduite du poteau calculée à partir des dimensions du poteau réduite de deux centimètres, soit: $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$
 - f_{c28} = contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25\text{MPa}$)
 - f_e = contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400 \text{MPa}$)
 - A_s = section d'armatures dans le poteau représentant 0,1% de la section réelle du poteau
 - γ_b = coefficient de sécurité du béton avec $\gamma_b = 1,5$ pour une situation durable ou transitoire
 - γ_s = coefficient de sécurité de l'acier avec $\gamma_s = 1,15$ pour une situation durable ou transitoire
 - α = coefficient fonction de l'élanement mécanique λ du poteau calculé à partir des formules suivantes [6]:

$$\alpha = \frac{0.85}{0.2 + \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_{flambement}}{I} = \frac{L_{flambement}}{b\sqrt{2}}$$

Le prédimensionnement de la section réduite B_r se fait comme ci-dessous:

$$Br \geq \left[\frac{\beta \times Nu - As \times 0.85 \times \frac{fe}{\gamma_s}}{f_{bu}} \right] \times 0.9 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = \frac{0.85^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On se fixe un élancement mécanique λ pour s'assurer d'être toujours dans le domaine de la compression simple. En prenant par exemple $\lambda = 35$, on obtient [10]:

$$\begin{cases} \beta = 1.2 \\ \frac{As}{Br} \geq 0.9\% \quad (\text{pourcentage minimal des armatures en zone III}) \\ Br(m^2) \geq 0.065 \cdot Nu \text{ [MN]} \dots \dots \dots (2) \\ Nu = 1.35N_G + 1.5N_Q \end{cases}$$

où,

N_G = poids propre des éléments sollicitant le poteau

N_Q = surcharge d'exploitation

Le calcul de N_U est effectué à partir de la descente de charges

2.5.1. Descente des charges

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches.

Pour le calcul de la descente des charges, on utilise la règle de dégression donnée par les règlements "D.T.R.B.C.22" qui recommandent "d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante".

L'appliquant de cette règle donne [8]:

- sous le terrasse : Q_0
- sous le 5ème étage : $Q_0 + Q_1$
- sous le 4ème étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- sous le 3ème étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- sous le 2ème étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- sous le 1ère étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

- sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$

"n" représente le numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats obtenus sont groupés dans le tableau 2.5.

Niveau	Dégression	Q cumulée [kN/m ²]
terrasse	Q_0	2.5
5 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	4.0
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_1)$	5.35
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	6.55
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	7.6
1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	9.3
RDC	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_{RDC})$	10.75

Tableau 2.5 : Résultats de la règle de dégression

2.5.2. Evaluation de la charge permanente G

Les charges permanentes reprises par le poteau rectangulaire le plus chargé sont calculées comme ci-dessous:

Surfaces revenant au poteau

- Terrasse: $S = 33.79 \text{ m}^2$
- Etage courant: $S = 33.79 \text{ m}^2$
- Premier étage: $S = 23.26 \text{ m}^2$
- Rez de chaussée: $S = 31.38 \text{ m}^2$

Ceci donne,

a) Niveau terrasse

- Poutre principale: $(0.55 \times 0.35 \times 5.625)25 = 27.07 \text{ kN}$
 - Poutre secondaire: $(0.4 \times 0.25 \times 5.1)25 = 12.75 \text{ kN}$
 - Plancher: $33.79 \times 6.48 = 218.95 \text{ kN}$
 - Poutre 1: $(0.55 \times 0.35 \times 5.625)25 / 2 = 13.85 \text{ kN}$
- $G_{\text{Terrasse}} = 272 \text{ kN}$

b) Etage courant

- Poutre principal : $(0.55 \times 0.35 \times 5.625)25 = 27.07 \text{ kN}$
 - Poutre secondaire: $(0.4 \times 0.25 \times 5.1)25 = 12.75 \text{ kN}$
 - Plancher: $33.79 \times 5.6 = 189.23 \text{ kN}$
 - Poutre 1: $(0.55 \times 0.35 \times 5.625)25 / 2 = 13.85 \text{ kN}$
- $G_i = 242.27 \text{ kN}$

c) Premier étage

- Poutre principale: $(0.55 \times 0.35 \times 4.25)25 = 20.45 \text{ kN}$
- Poutre secondaire: $(0.4 \times 0.25 \times 5.1)25 = 12.75 \text{ kN}$
- Plancher: $23.26 \times 5,6 = 130.25 \text{ kN}$
- Poutre 1: $(0.55 \times 0.35 \times 4.25)25/2 = 10.22 \text{ kN}$

$$G_{\text{Premier}} = 173.67 \text{ kN}$$

d) Niveau rez-de-chaussée

- Plancher: $31.38 \times 5.6 = 175.73 \text{ kN}$

La section du poteau sera calculée en utilisant la formule (1) avec une majoration de 15% de l'effort normal pour les poteaux centraux, sous une poutre à deux travées, pour tenir compte de la discontinuité des différents éléments de plancher ainsi que celle des travées. Les résultats de calcul des sections sont donnés dans le tableau suivant.

Niveau	Elément	G (kN)	N _Q (kN)	N _G (kN)	N _U (kN)	1,15N _U (kN)
Terrasse	Poutres P	27.07	-	239.57	450.14	517.65
	Poutre 1	13.85	-			
	Poutres S	12.75	-			
	Plancher	185.9	84.47			
5 ^{ème} étage	Poutres P	27.07	-	453.89	815.50	937.81
	Poutre 1	13.85	-			
	Poutres S	12.75	-			
	Plancher	160.65	135.16			
4 ^{ème} étage	Poutres P	27.07	-	668.21	1173.2	1349.23
	Poutre 1	13.85	-			
	Poutres S	12.75	-			
	Plancher	160.65	180.77			
3 ^{ème} étage	Poutres P	27.07	-	882.53	1523.4	1751.91
	Poutre 1	13.85	-			
	Poutres S	12.75	-			
	Plancher	160.65	221.32			
2 ^{ème} étage	Poutres P	27.07	-	1096.8	1865.9	2145.84
	Poutre 1	13.85	-			
	Poutres S	12.75	-			
	Plancher	160.65	256.8			
1 ^{ère} étage	Poutres P	20.45	-	1261.6	2027.7	2331.86
	Poutre ch	10.22	-			
	Poutres S	12.75	-			
	Plancher	121.38	216.31			
RDC	Poutres P	27.07	-	1475.9	2498.6	2873.34
	Poutre 1	13.85	-			
	Poutres S	12.75	-			
	Plancher	160.65	337.33			

Tableau 2.6 : Evaluation des charges permanentes

2.5.3. Calcul des sections des poteaux

En se servant de la formule(2), on obtient [6]:

$$- B_r (m^2) \geq 0.065 N_u [MN]$$

$$- B_r = (a - 0.02)^2 \longrightarrow a = \sqrt{B_r} + 0.02$$

Niveau	$1,15N_U$ (kN)	Br (m ²)	a(m)	B (cm ²)
5ème	517.65	0,0336	0,2034	40x40
4ème	937.81	0,0609	0,2668	40x40
3ème	1349.23	0,0877	0,3161	45x45
2ème	1751.91	0,1138	0,3574	45x45
1ère	2145.84	0,1394	0,3934	45x45
RDC	2331.86	0,1515	0,4093	50x50
Sous sol	2873.334	0.1867	0,4521	50x50

Tableau 2.7: Sections des poteaux

2.6. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES [6]

La stabilisation du bâtiment considéré est assurée par des voiles en béton armé. Conformément aux normes parasismiques algériennes, leur épaisseur minimale est fixée à 15 cm et doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité.

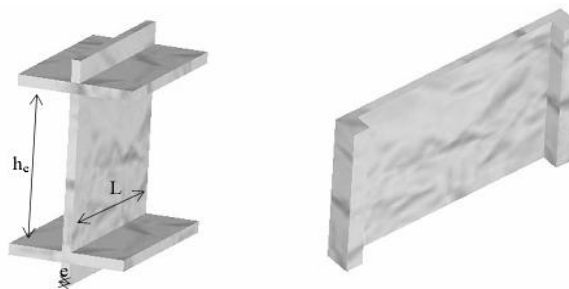


Figure 2.5: Dimensions des voiles de stabilisation.

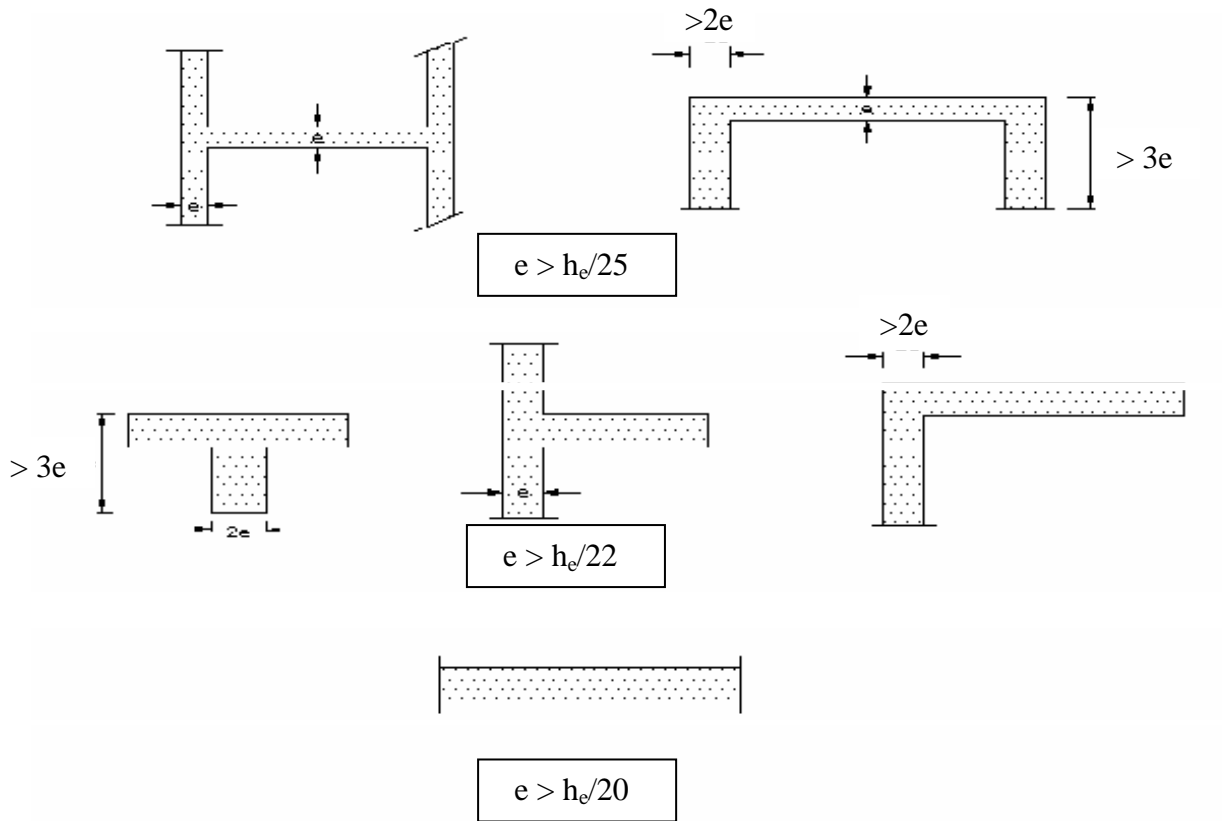


Figure 2.6 : Coupe de voiles

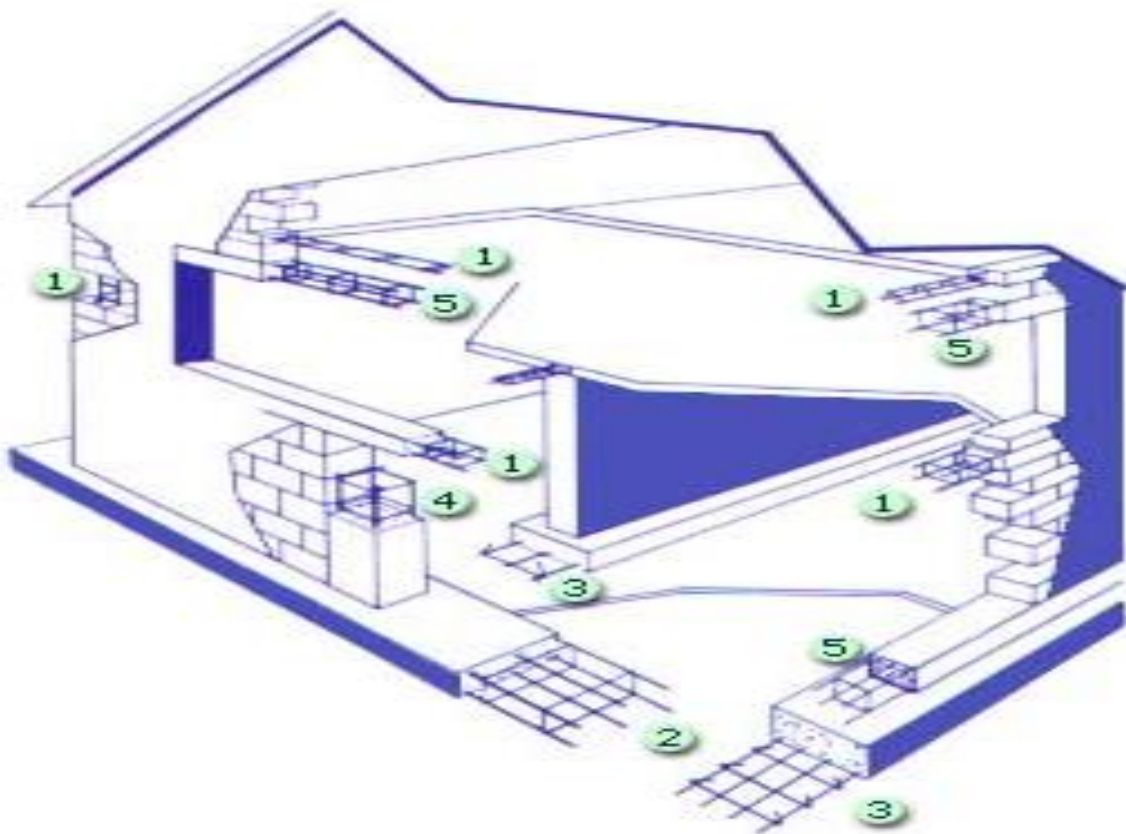
A partir de la hauteur libre d'étage ($h_e = 3.27\text{m}$) et des conditions de rigidité aux extrémités, on a:

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25 , h_e/22 , h_e/20) \longrightarrow e \geq \max (15, 13.08, 14.86, 16.35)$$

Par conséquent, l'épaisseur retenue pour les voiles est égale à 20cm.

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX



CHAPITRE III: DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

3.1. INTRODUCTION

Les éléments secondaires ne contribuent pas directement à la stabilisation de l'ouvrage. Leur analyse se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action d'une sollicitation sismique (composante verticale ou horizontale), et doivent respecter les dispositions constructives des normes parasismiques en vigueur, car ils peuvent être sollicités par l'ossature déformée (sous l'action du séisme) et modifier ainsi la période d'oscillation de la structure tout en créant une torsion d'ensemble.

Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments non structuraux, comme :

- l'acrotère et les escaliers,
- les poutrelles et la table de compression des planchers à corps creux,
- et la dalle pleine pour la cage d'ascenseur.

3.2. DIMENSIONNEMENT DE L'ACROTÈRE

3.2.1. Détails de calcul

L'acrotère est un élément structural destiné, d'une part à sécuriser la terrasse et d'autre part, à protéger la ligne conjonctive entre lui et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé, et calculé comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Cette surcharge est estimée à 1000 N/ml.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement (la plus sollicitée) sur une bande de 1 mètre linéaire.

Comme l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est donc préjudiciable. Par conséquent, le calcul se fera à l'état limite de service.

3.2.2. Dimensions et modélisation de l'acrotère

Les dimensions et le modèle de calcul de l'acrotère sont donnés dans la figure (3.1)

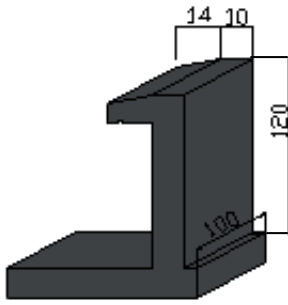


Figure 3.1: Dimensions de l'acrotère.

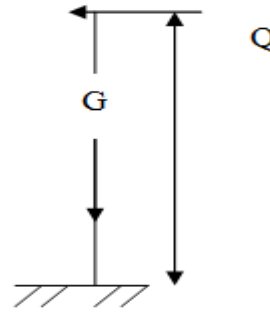


Figure 3.2: Modèle de calcul de l'acrotère.

3.2.3. Evaluations des sollicitations

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement. Le tableau 3.1 regroupe les sollicitations pour le calcul du ferrailage de l'acrotère. Par ailleurs, conformément au RPA99, une vérification sous l'action d'une composante horizontale du séisme doit être faite.

Les sollicitations de l'acrotère sont données par le tableau suivant:

G (kN)	25[(1.2x0.1) +(0.14x0.07)+(0.14x0.03x0.5)]		3.3
Q (kN)	1		
	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)
ELU	4,455	1,8	1,5
ELS	3,3	1,2	1

Tableau 3.1: Sollicitations de l'acrotère

3.2.4. Calcul du ferrailage

La section transversale de calcul de l'acrotère (100x10) est représentée ci-dessous. Les différents résultats concernant le ferrailage sont regroupés dans le tableau 3.2.

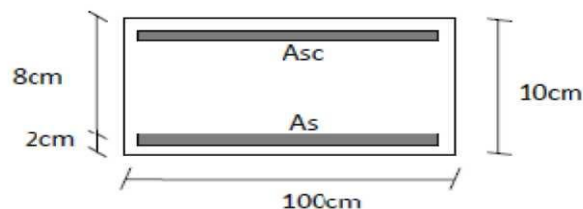


Figure 3.3 : Dimensions de la section de calcul

ELU	Pivot		ϵ_s ‰	ϵ_b ‰	σ_s Ma	AST cm ²	ASC cm ²	AS min cm ²	Espace- -ment cm	Poids kg/m	e cm
	A		10	0,27	348	0,57	0,00	1,00	25,00	3,3	40,4
	$\alpha=0,027$	$\mu=0,021$									
ELS	Axe neutre cm	K MN/m ³	Moment d'inertie cm ⁴		σ_b MPa	σ_{blim} MPa	σ_s MPa	$\sigma_{s\ lim}$ MPa	e cm		
	1	265,30	452,50		2,65	15,00	201,6	201,6	36,4		

Tableau 3.2 : Ferrailage de l'acrotère

3.2.5. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement se fait comme suit [6]:

$$\tau_u' = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b * d} = \frac{Vu}{b * 0,9 * h} = \frac{1,5 * 10^{-3}}{1 * 0,9 * 0,08} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u' \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

Le béton seul peut reprendre les efforts de cisaillement.

3.2.6. Vérification au séisme

Selon RPA 99/2003, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante [10] :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

où :

A = coefficient d'accélération de zone (A= 0,25 pour un groupe 2 et une zone III).

C_p = élément en console égal à 0,80.

W_p = 3,3kN

Ceci donne:

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 3,3 = 2,64 \text{ kN}$$

Par ailleurs, selon le RPA, le ferrailage obtenu sous l'action des surcharges d'exploitation et des charges permanentes est suffisant si la condition suivante est remplie:

$$F_p < 1,5 Q$$

Pour notre cas, cette condition n'est pas vérifiée. Il y a lieu donc de faire un calcul à l'état limite accidentel. En plus, comme le séisme change de sens, nous devons disposer des armatures symétriquement.

Pour les calculs, la surcharge Q estimée précédemment doit être remplacée par une charge sismique égale à F_p /1,5. Ce qui donne :

$$Q = 1,8\text{kN} \longrightarrow F_p < 1,5Q = 2,7 \text{ kN}$$

Avec ces nouvelles données, on obtient une section d'acier $A_{ST} = 1,25 \text{ cm}^2$

Cette section est suffisante par rapport à la section trouvée par la condition de non-fragilité, par conséquent le ferrailage de l'acrotère est :

- Armatures verticales $A_v = 4\text{HA}8/\text{ml}/\text{nappe} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- Armature de répartition $A_r = A_v/4 \longrightarrow A_r = 2\text{HA}6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

Le schéma de ferrailage est donné par la figure 3.4.

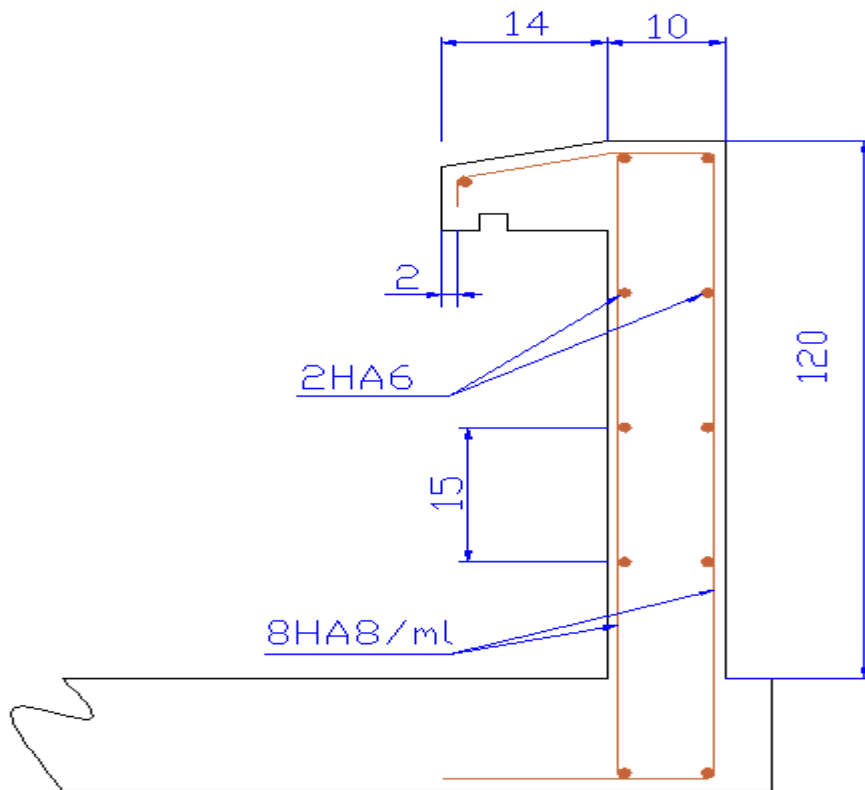


Figure 3.4 : Ferrailage de l'acrotère.

3.3. FERRAILAGE DES ESCALIERS

3.3.1. Détails constructifs

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils sont constitués de gradins, dalles inclinée (volées), avec des dalles horizontales (paliers) coulées en place.

La figure 3.5 représente les détails concernant les escaliers.

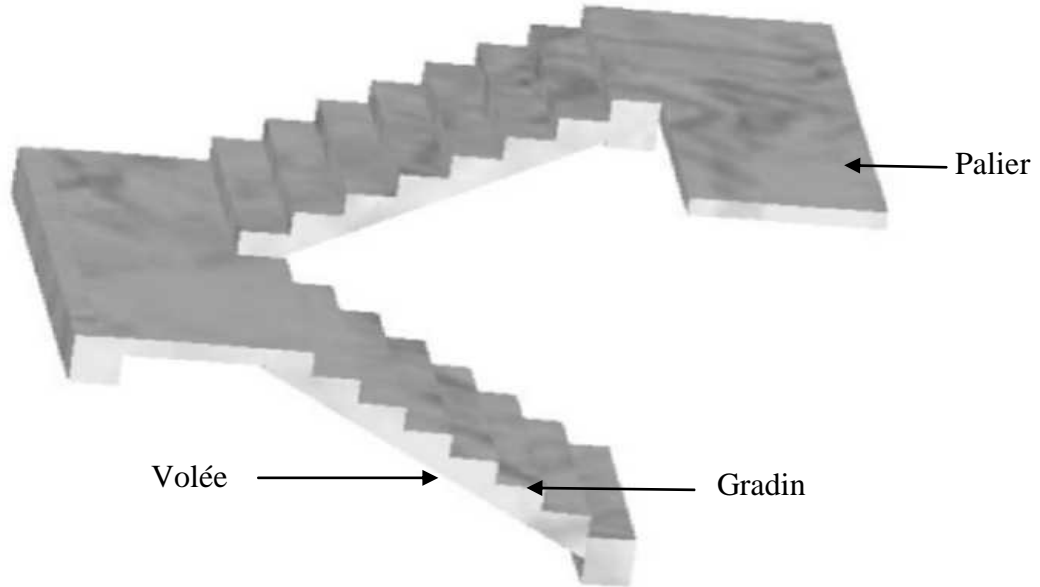


Figure 3.5: Escalier à deux volées.

3.3.2. Escaliers courants

3.3.2.1. Géométrie

Les caractéristiques d'un escalier type sont données par la figure suivante.

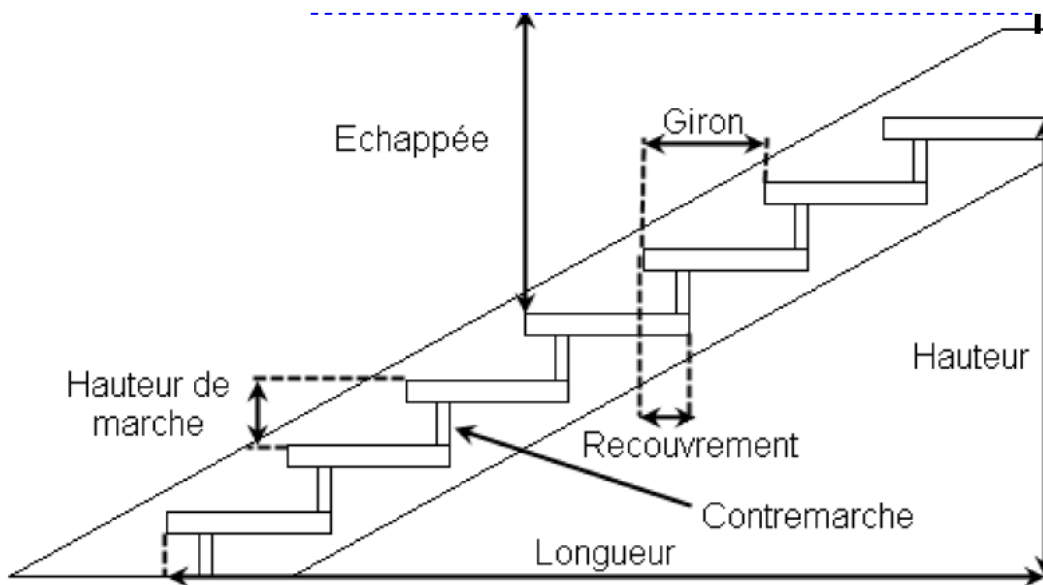


Figure 3.6: Caractéristiques d'un escalier

La géométrie des escaliers doit satisfaire les conditions suivantes [8]:

- formule de sécurité: $h+g \approx 46 \text{ cm}$
- formule de confort ou de commodité: $g- h \approx 12 \text{ cm}$
- relation de Blondel qui est la plus utilisée: $60 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 65 \text{ cm}$

où,

h = hauteur de la contre marche

g = giron ou la largeur de la marche

En se fixant une hauteur de contre marche, $h = 16\text{cm}$, on obtient le nombre de contre marche correspondant, soit:

$$n = 179 / 16 = 11$$

Avec ces valeurs, on obtient un giron de:

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

Pour ces dimensions ($g=30$ et $h=16$) la relation de Blondel est vérifiée:

$$60\text{cm} \leq 2h+g = 62\text{cm} \leq 65\text{cm}$$

Soit :

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

$$h = 16 \text{ cm.}$$

3.3.2.2. Dimensionnement

Les volées sont calculées comme des poutres inclinées avec une largeur égale à un mètre.

Les escaliers ne doivent pas avoir une flèche excessive, par conséquent, les paillasse doivent avoir une épaisseur suffisante. Pour un immeuble d'habitation, il faut vérifier l'inégalité suivante [4]:

$$e \geq \max\left(\frac{\text{portée}}{30}, 10\text{cm}\right)$$

Les dimensions des éléments constituant les escaliers sont:

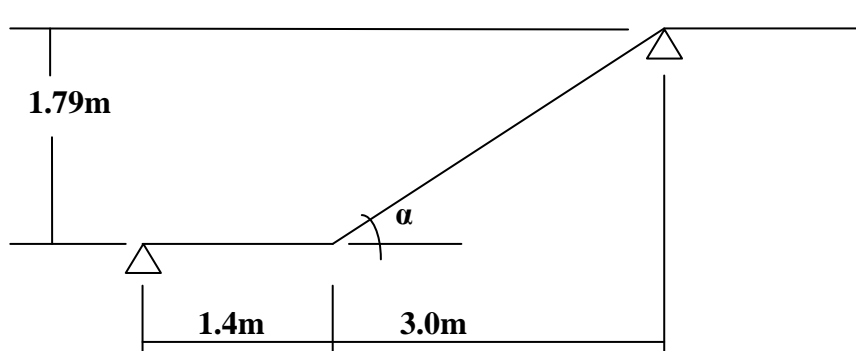


Figure 3.7: Dimensions des escaliers

- Epaisseur de la paillasse

Etant donné que :

$$\text{portée} = \sqrt{3^2 + 1.79^2} = 3.5 \text{ m} \longrightarrow e \geq \max(11.66; 10\text{cm})$$

Pour la paillasse, l'épaisseur retenue est égale

$$e = 13\text{cm}$$

- Palier inter étage

Un palier est une dalle dans laquelle est incorporée une poutre palière. La dalle d'un palier doit avoir une épaisseur au moins égale à celle de la paillasse.

3.3.2.3. Evaluation des charges et surcharges [8]

Les différentes charges et surcharges revenant aux escaliers sont regroupées dans les tableaux 3-3 et 3-4.

Volée	épaisseur cm	G [kN/m ²]
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
marches	$h/2 = 8$	2.0
paillasse	13	4.05
Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge permanente	G	7.12
Charge d'exploitation	Q	2.5

Tableau 3.3 : Evaluation des charges et surcharges de la volée

Palier	épaisseur cm	G [kN/m ²]
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
palier	13	3.25
Enduit de ciment	1,5	0.27
Charge permanente	G	4.32
Charge d'exploitation	Q	2.5

Tableau.3.4: Evaluation des charges et surcharges du palier

3.3.2.4. Modélisation

Comme le palier de notre escalier ne repose directement sur le voile que d'un seul coté, le modèle de calcul à prendre en considération est une poutre qui englobe la volée d'escalier et le palier en même temps.

Cette poutre est initialement considérée comme simplement appuyée sur deux cotés, puis comme semi-encastree afin de se rapprocher de la solidarité présente entre les éléments de l'escalier et l'appui (poutre palière).

Le modèle de calcul est représenté à la figure 3-8.

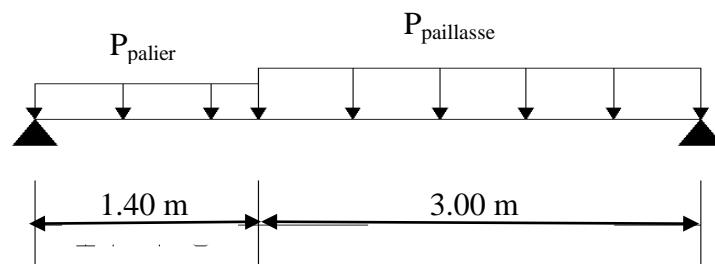


Figure 3.8: Modèle de calcul d'un escalier courant

3.3.2.5. Combinaison de charges

Les différentes combinaisons d'actions utilisées pour le calcul des escaliers sont regroupées dans les tableaux 3.5 et 3.6.

Elément	G(kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU 1,35G+1,5Q (kN/m ²)	ELS G+Q ₂ (kN/m ²)
Palier	4.32	2.5	9.58	6.82
Paillasse	7.12	2.5	13.36	9.62

Tableau 3.5 : Combinaison des actions des escaliers

3.3.2.6. Sollicitations de calcul

	Moment max en travée (kN .m)	Effort tranchant max sur appui (kN)
ELU	30.48	24.94
ELS	21.9	16.13

Tableau 3.6 : Sollicitations de calcul

3.3.2.7. Calcul de ferrailage

La section transversale du modèle représentant les éléments de l'escalier (paillasse et palier) a les dimensions (100x 13), avec un enrobage de 2,5 cm.

Les résultats du calcul des armatures longitudinales sont donnés dans le tableau3-7.

ELU	Pivot		ε _s ‰	ε _b ‰	σ _s Ma	AST cm ²	ASC cm ²	As min cm ²	Espace- ment cm
	B		9.4	3.5	348	9.38	0,00	2,00	20
α=0,27	μ= 0,195								
ELS	Axe neutre cm	K MN/m ³	Moment d'inertie cm ⁴	σ _b MPa	σ _b lim MPa	σ _s MPa	σ _s lim MPa		
	4.21	273	8053.9	11.5	15,00	257.7	400		

Tableau 3.7 : Résultat du calcul du ferrailage des escaliers

La section d'armatures longitudinales retenue est égale à 9HA12 /ml.

La section des armatures de répartition prévues est égale au quart de la section des armatures principales, ce qui nous donne une section de 5HA8 /ml.

3.3.2.8. Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule:

$$\tau_b = \frac{Vu}{b*d} = \frac{Vu}{b*0.9*h} = \frac{24.94*10^{-3}}{1*0.9*0.105} = 0.23\text{MPa}$$

Etant donné que la fissuration est considérée comme peu nuisible, alors la contrainte admissible de cisaillement est donnée par la formule suivante [6] :

$$\bar{\tau}_b = \min\left(\frac{0.20f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 5\text{MPa}$$

On constate que $\bar{\tau}_b$ est supérieure à τ_b .

Le schéma du ferrailage des escaliers est représenté sur la figure 3-9.

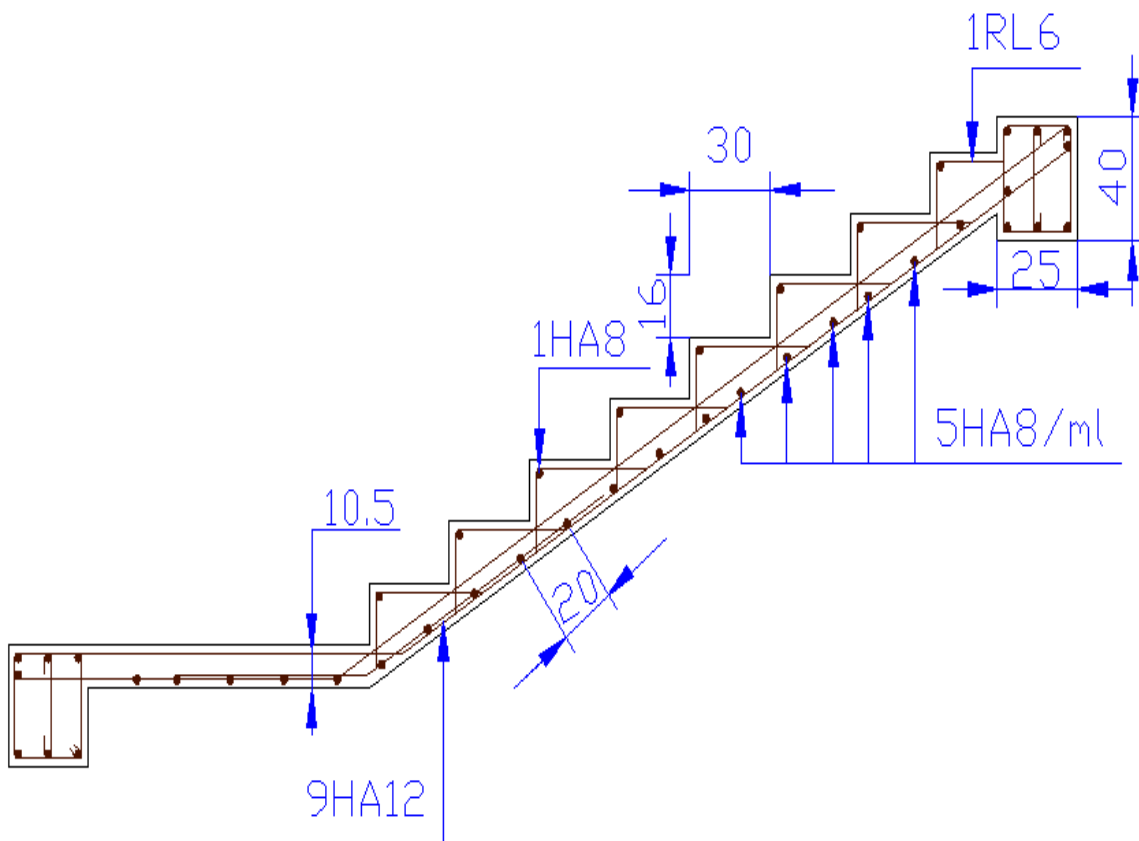


Figure 3.9 : Ferrailage des escaliers.

3.4. PLANCHER A CORPS CREUX

3.4.1. Introduction

Un plancher est une aire généralement plane et horizontale délimitant les étages. Il assure d'une part la fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges) et d'autre part la fonction d'isolation acoustique et thermique.

En outre, sous l'action des charges horizontales, le rôle essentiel du plancher, supposé infiniment rigide horizontalement, est de transmettre les efforts horizontaux aux éléments de stabilisation.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous ne nous intéresserons ici qu'aux planchers coulés sur place.

Les planchers du bâtiment concerné sont des planchers à corps creux et dalle pleine pour la cage d'ascenseur.

3.4.2. Dimensionnement des planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 60) \text{ cm}^3$, et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Les dimensions du corps creux retenues sont représentées par la figure suivante:

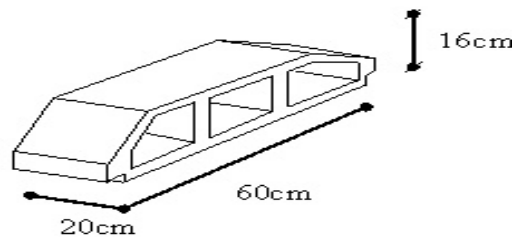


Figure 3.10: Dimensions du corps creux

Le calcul portera pour les deux éléments suivants:

- les poutrelles,
- et la table de compression.

3.4.2.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (60cm).

Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement et le ferrailage des poutrelles comportent deux étapes, qui sont :

- avant coulage de la table de compression (1ere étape),
- et après le coulage de la dalle de compression (2eme étape).

1. Avant coulage

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques, de section rectangulaire (12 x 14), soumises à leur poids propre, au poids des entrevous et une surcharge concentrée Q appliquée en travée (à mi-portée) due à la présence d'un ouvrier sur le plancher.

- Evaluation de la surcharge

La surcharge Q est prise égale à : $Q = \text{Max} (1 \text{ kN} ; 0.5 L \text{ kN/ml})$

où,

L = portée de la poutrelle

Ce qui nous donne:

$$Q = \text{Max} (1 \text{ KN} ; 0,5 \times 3.5) = 1.75 \text{ kN}$$

2. Evaluation des charges permanentes

Les charges permanentes sont déterminées comme ce qui suit:

Poids propre de poutrelle: $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.

Poids propre du corps creux: $0.60 \times 1 = 0.6 \text{ KN/ml}$.

$$G = 0.72 \text{ KN/ml}$$

La figure ci-dessous représente le schéma statique du calcul de la poutrelle.

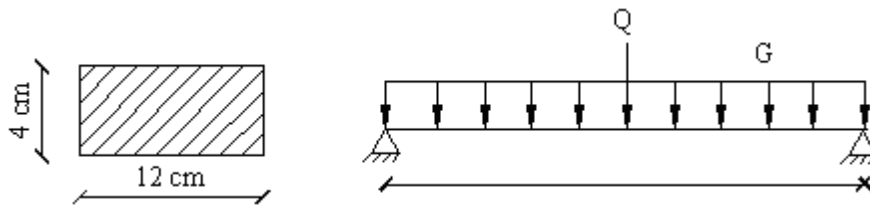


Figure 3.11 : Schéma statique de calcul de la poutrelle

Sachant que:

- $M_G = G \times L^2 / 8 = 1.10 \text{ KN/ml}$

- $M_Q = Q \times L / 4 = 1.53 \text{ KN/ml}$

Il vient:

- à l'état limite ultime: $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 3.78 \text{ KN/ml}$.

- à l'état limite de service: $M_s = M_G + M_Q = 2.63 \text{ KN/ml}$

Les sollicitations de calcul des poutrelles sont regroupées dans le tableau ci-dessous:

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max en appui [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
3.78	2.63	3.01	2.14

Tableau 3.8. Sollicitations des poutrelles

Le calcul de ferrailage se fera comme suit :

- $\mu = M_u / b d^2 f_{b_u}$;

- $\mu = 3.78 \times 10^{-3} / 0.12 \times 0.036^2 \times 14.16$

- $\mu = 1.71 > \mu_{lim} = 0.39 \rightarrow$ armatures comprimées A' nécessaires

Etant donné que la hauteur de la poutrelle est faible, il est quasiment impossible de place des armatures de compression. Pour y remédier, la solution consiste à diminuer le moment. Ceci se fera

par une diminution de la portée en plaçant des étaielements. Ces derniers seront disposés de façon à diminuer les sollicitations, par conséquent annuler les armatures comprimées.

L'espaceement des étaielements est calculé comme ce qui suit:

$$\mu = M_u / b d^2 f_{b_u} \leq \mu_{lim} = 0.39$$

avec, $M_u = 1.35 (G \times L_{max}^2 / 8) + 1.5 (Q \times L_{max} / 4)$, l'inégalité s'écrit :

$$1.35 (G \times L_{max}^2 / 8) + 1.5 (Q \times L_{max} / 4) \leq \mu_{lim} \times b d^2 f_{b_u}$$

Les calculs numériques donnent, $L_{max} = 0.81$ m, soit 4 étaielements sont nécessaires pour une travée.

3. Après coulage

Après bétonnage, la section transversale des poutrelles devient une section en T avec talon, la surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est une bande de largeur 0,60m.

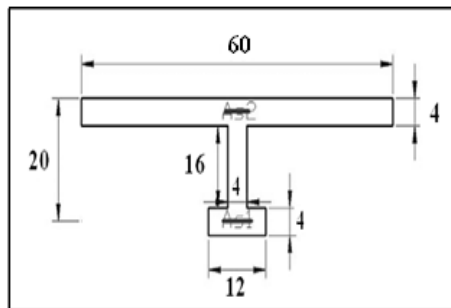


Figure 3.12: Section de calcul des poutrelles après coulage

Deux types de poutrelles continues sont à envisager:

- poutrelles à 3 travées,
- et poutrelles à 7 travées.

Les sollicitations de calcul des poutrelles sont représentées dans le tableau ci-dessous:

Niveau	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	1,35G+1,5Q [kN/ml]	G+Q [kN/ml]
Terrasse	3.88	1.5	7.48	5.38
Niveau courant	3.36	0.9	5.88	4.26
Locaux commerciaux	3.36	1.5	6.78	4.86

Tableau 3.9 : Combinaisons d'action après coulage

On retient pour les calculs les actions les plus défavorables. Par ailleurs, le calcul du ferrailage portera sur un seul type de poutrelle, et en considérant la plus sollicitée.

La poutrelle la plus sollicitée est soumise à une charge uniformément répartie égale à :

- $P_u = 7.48$ KN/ml
- $P_s = 5.38$ KN/ml

4. Evaluation des sollicitations

Les résultats obtenus sont calculés avec l'aide au logiciel SAP2000. Ils sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Type	Sollicitations		Valeur max	Diagrammes
3travées	ELU	Moment D'appui [kN.m]	-9.34	
		Moment En travée [kN.m]	7.27	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	16.35	
	ELS	Moment D'appui [kN.m]	-6.89	
		Moment En travée [kN.m]	5.36	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	12.03	
7travées	ELU	Moment D'appui [kN.m]	-9.46	
		Moment En travée [kN.m]	7.25	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	16.35	
	ELS	Moment D'appui [kN.m]	-6.97	
		Moment En travée [kN.m]	5.36	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	12.06	

Tableau 3.10: Sollicitations après coulage

3.4.2.2. Ferrailage des poutrelles

1) Armatures longitudinales

En général, les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries. Par conséquent, le calcul du ferrailage se fera à l'état limite ultime (fissuration peu préjudiciable).

Les résultats obtenus à l'aide du logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau ci-dessous:

Type	Position	M_{ELU}	A_s cm^2	Armatures Sup. (cm^2)	Armatures Inf (cm^2)
3 travées	Appui	-9.34	1.52	2HA12	0
	Travée	7.27	1.18	0	3HA10
7 travées	Appui	-9.46	1.54	2HA12	0
	Travée	7.25	1.17	0	3HA10

Tableau 3.11: Ferrailages des poutrelles

2) Armatures transversales

La section d'armatures transversales est égale à $2\Phi 6$ avec une inclinaison de 90° , et un espacement S_t déterminé à partir de la formule suivante [6]:

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_{st} \times f_{su}}{(\tau_b - \tau_0) \times b}$$

où,

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.32 \times 10^{-3}}{0.04 \times 0.216}$$

$$\tau_b = 1.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times f_{tj} \times K.$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 10^{-4} \times 348}{(1.88 - 0.63) \times 0.04} = 0.35m ;$$

On choisit un espacement égal à : $S_t = 15 \text{ cm}$

3) Vérification au cisaillement

La vérification de la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme des poutrelles, pour une fissuration peu préjudiciable, se fait comme suit [6] :

$$\tau_b \leq \tau_b' = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessous:

Type	position	$T_{ELU.MAX}$ [KN]	τ_b [MPa]	τ_b' [MPa]
3 travées	appui	16.35	1.88	3.33
7 travées	appui	16.35	1.88	3.33

Tableau 3.12: Contrainte de cisaillement dans les poutrelles

4) Vérification de la condition de non fragilité

La vérification se fait conformément au règlement BAEL. L'article A.U.2 de ce règlement stipule que :

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

avec,

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.31 \text{ cm}^2.$$

En travée, nous avons :

$A_s < 2.26 = 2\text{HA}12$; \longrightarrow vérifiée

Sur appuis, on a:

$A_s < 1.57 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}10$; \longrightarrow vérifiée

Le schéma du ferrailage des poutrelles est donné par la figure suivante:



a) En appui.

b) En travée.

Figure 3.13: Schémas du ferrailage des poutrelles

3.4.2.3. Table de compression

Le ferrailage de la dalle de compression se fait suivant les deux directions pour éviter les fissurations, et sera constitué par un treille soudé.

Ce ferrailage doit respecter les conditions suivantes [6]:

- résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites,
- produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons,
- en plus, les dimensions des mailles sont normalisées comme suit:
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
 - 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

Par ailleurs, l'espacement des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au plus égal à 20 cm.

$$A_s = \frac{4 \times l(\text{cm})}{f_e} = \frac{4 \times 60}{240} = 1 \text{cm}^2$$

On adopte un treillis soudés $\Phi 5$, de nuance FeE240, dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

3.5. LA DALLE DE LA CAGE D'ASCENSEUR (DALLE PLEINE):

C'est une dalle pleine carrée avec les dimensions suivantes :

$$L_x = 2,4 \text{ m}$$

$$L_y = 2,4 \text{ m}$$

Dans le calcul de cette dalle seules le poids propre et la charge due à l'ascenseur (plein) sont à considérer.

a. Evaluation des charges :

$$\text{Charge répartie : } g_1 = 1,35 \times 25 \times 0,12 = 4,05 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Charge ponctuelle au milieu de la dalle : } g_2 = 1,35 \times 16 = 21,6 \text{ KN}$$

b. Sollicitations de Calcul :

La fissuration est considérée comme peu nuisible (non préjudiciable), donc le calcul se fera uniquement à l'ELU. On va utiliser le logiciel de calcul des dalles SOCOTEC Dalle :

$$\text{Suivant X : } M_{xx} = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$\text{Suivant Y : } M_{yy} = 4,52 \text{ KN.m}$$

c. Calcul du ferrailage :

La section d'acier doit vérifier les conditions suivantes [6] :

- ▶ Espacement minimal de 20cm
- ▶ Diamètre maximal des barres au plus égal au dixième de l'épaisseur
- ▶ Le pourcentage des armatures au moins égal à 0,8% (barre HA FeE400)

Pour le calcul des armatures on va considérer une section rectangulaire de (100×12) cm avec un enrobage de 2 cm. Les résultats donnés dans le tableau suivant sont obtenus par le logiciel SOCOTEC Flexion :

Suivant X [cm ² /ml]	Suivant Y [cm ² /ml]
1,32 (4HA10)	1,32(4HA10)

Tableau 3.13 : Résultats du ferrailage de la dalle.

Remarque :

Lorsque on proche du milieu on va diminuer l'espacement entre les barres a cause de la charge ponctuelle (ascenseur) pour qu'il n y aura pas de poinçonnement.

d. Vérification au cisaillement :

$$V_{xx} = V_{yy} = -51,89 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,052}{0,9 \times 0,12 \times 1} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,6$$

$$\tau < \tau_{\text{lim}} \quad \text{condition vérifiées}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

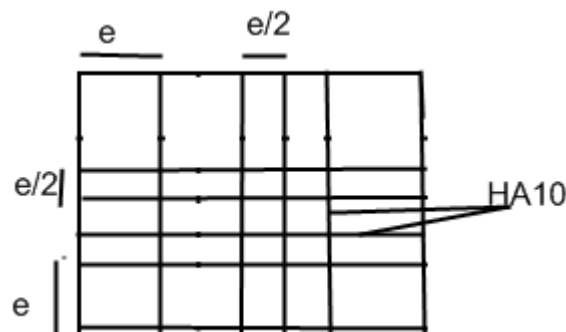
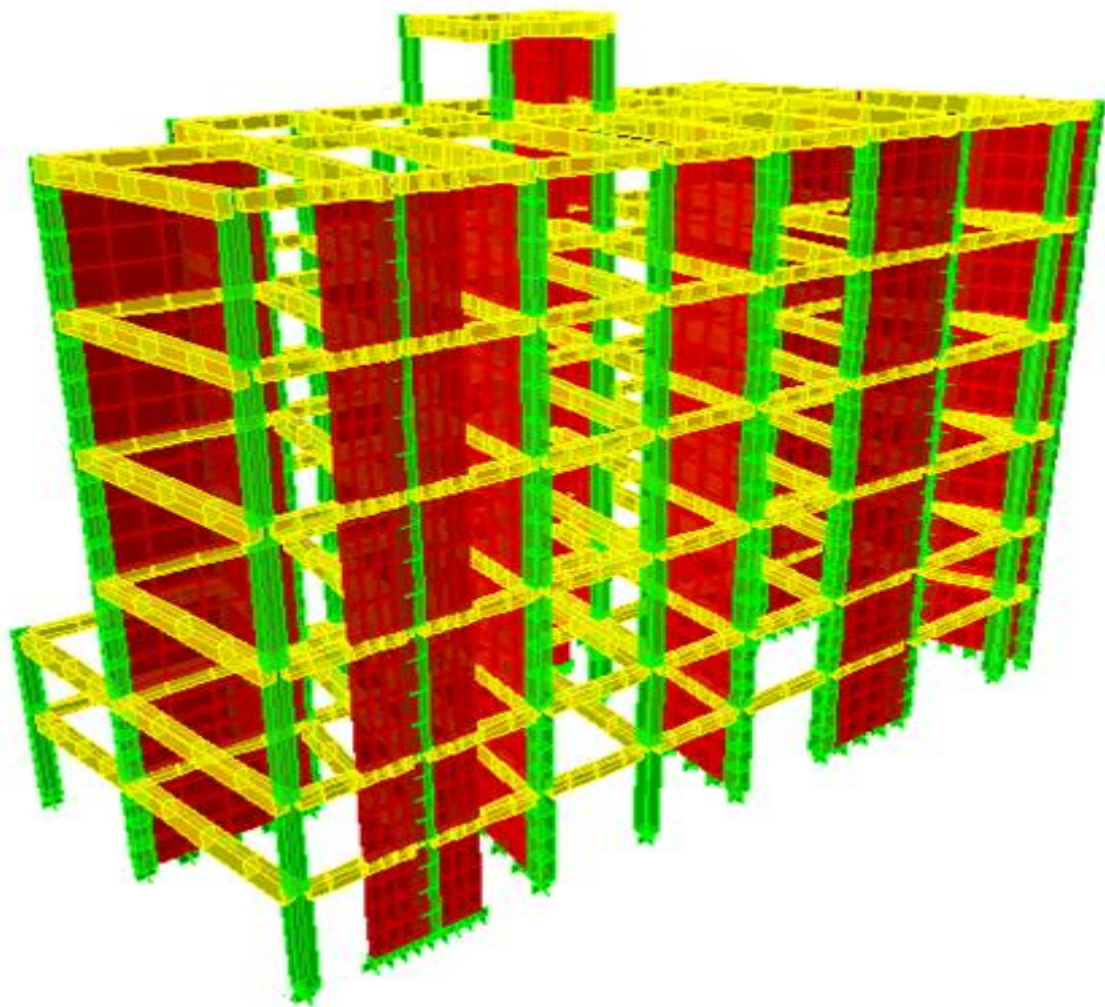


Figure 3.14 : Schéma de ferrailage de la dalle.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE



CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE

4.1. INTRODUCTION

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude du comportement des constructions sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire.

Les aspects fondamentaux de la sollicitation dynamique sont la variation du chargement dans le temps, et le mode d'équilibre des efforts internes de réduction du fait que la sollicitation sismique génère des forces d'inertie résistantes au mouvement de la structure.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

4.2. ETUDE SISMIQUE

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

4.2.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- A tout les planchers, nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

4.2.2. Modélisation de masse

La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface des poutres. Elle est calculée à partir de l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le règlement parasismique algérien avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation [10].

La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton, à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

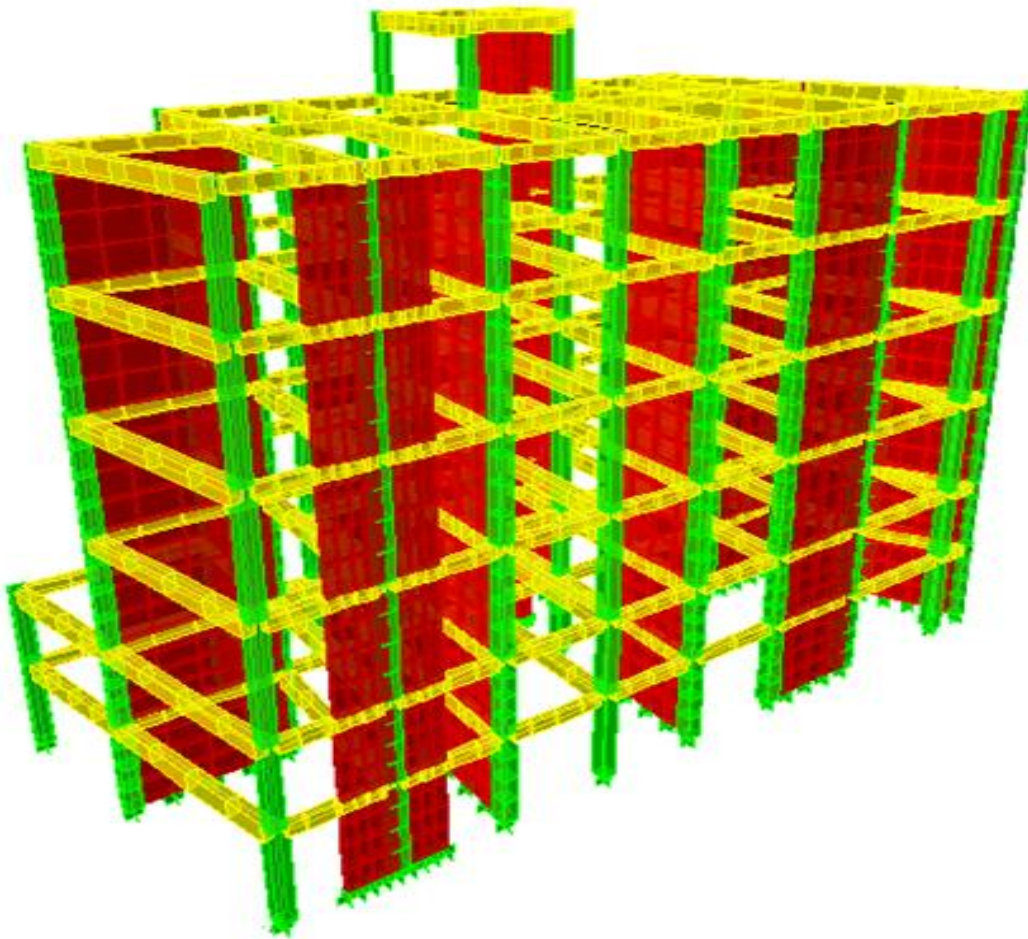


Figure 4.1 : Modèle en 3D

4.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1) la méthode statique équivalente,
- 2) la méthode d'analyse modale spectrale,
- 3) et la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.3.1. Méthode statique équivalente

4.3.1.1. Principe [10]

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

4.3.1.2. Conditions d'application [10]

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont:

- Le bâtiment ou bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur en plan au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes (zone III):
 - groupe d'usage 3 et 2 si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m,
 - groupe d'usage 1B si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m,
 - groupe d'usage 1A si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

Donc, la méthode statique équivalente est applicable dans le cas de notre bâtiment. Il s'agit de 1^{ère} cas.

4.3.1.3. Calcul de la force sismique équivalente [10]

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée suivant les deux directions horizontales orthogonales par la formule :

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

où,

A = coefficient d'accélération de zone \longrightarrow A = 0.25 (zone III et groupe d'usage 2)

D = facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T_1, T_2 = périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques proposées par le règlement algérien sont:

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$$C_T = 0,05$$

h_N = hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, soit 19.98m

D = dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré, $D_X = 29\text{m}$ et $D_Y = 11.75\text{m}$

Ainsi, on obtient:

- suivant le sens x

$$T_X = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{19.98}{\sqrt{29}} = 0,33 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (19.98)^{3/4} = 0,47 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_X = \min(0.33, 0.47) = 0.33 \text{ sec.}$$

- suivant le sens y

$$T_Y = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{19.98}{\sqrt{11.75}} = 0,52 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (19.98)^{3/4} = 0,47 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_Y = \min(0.52, 0.47) = 0.47 \text{ sec.}$$

Les valeurs retenues sont donc:

$$\begin{cases} T_X = 0,33 \text{ sec} \\ T_Y = 0,47 \text{ sec} \end{cases}$$

Pour un sol rocheux et le site 1, on a: $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.30 \text{ sec} \end{cases}$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est [10] :

$$\begin{cases} Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 < T_x < 3,0 \text{ sec} \\ Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

η = facteur de correction d'amortissement donné par la formule [10]:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ (%) = pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Pour le bâtiment concerné $\xi = 7\%$ [10]

Ce qui donne:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \eta = 0,88$$

$$\begin{cases} Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \dots\dots T_2 < T_x < 3,0 \text{ sec.} \\ Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \dots\dots T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.3}{0.33} \right)^{2/3} = 2.06 \\ Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.3}{0.47} \right)^{2/3} = 1.63 \end{cases}$$

- Coefficient de comportement R [10]

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par le règlement en fonction du type de structure (mode de contreventement) à l'article 4.2.3 du RPA 99/version 2003. C'est un facteur favorisant la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement est assuré par des refends linéaires sans interaction avec les portiques, par conséquent $R = 4$.

- Facteur de qualité Q [10]

Le facteur de qualité de la structure est fonction de;

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent,
- la régularité en plan et en élévation,
- la qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q = pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non

La valeur de "q" est donné par le tableau suivant (RPA 99).

Critère q	Observé (ou non)	Pq // xx	Observé (ou non)	Pq // yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	oui	00	oui	00
Régularité en élévation	oui	00	oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1	non	0.1

Tableau 4.1 : Facteur de qualité

Ce qui donne:

- $Q//xx = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$
- $Q//yy = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$

- **Poids de la structure W [10]**

Le calcul du poids total de la structure se fait de la manière suivante:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i étant donné par la relation suivante

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

avec:

W_i = poids concentré au niveau du centre masse du plancher "i"

W_{Gi} = poids dû aux charges permanentes et à celui des équipements fixes éventuels de la structure au niveau "i"

W_{Qi} = surcharges d'exploitation au niveau "i"

β = coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

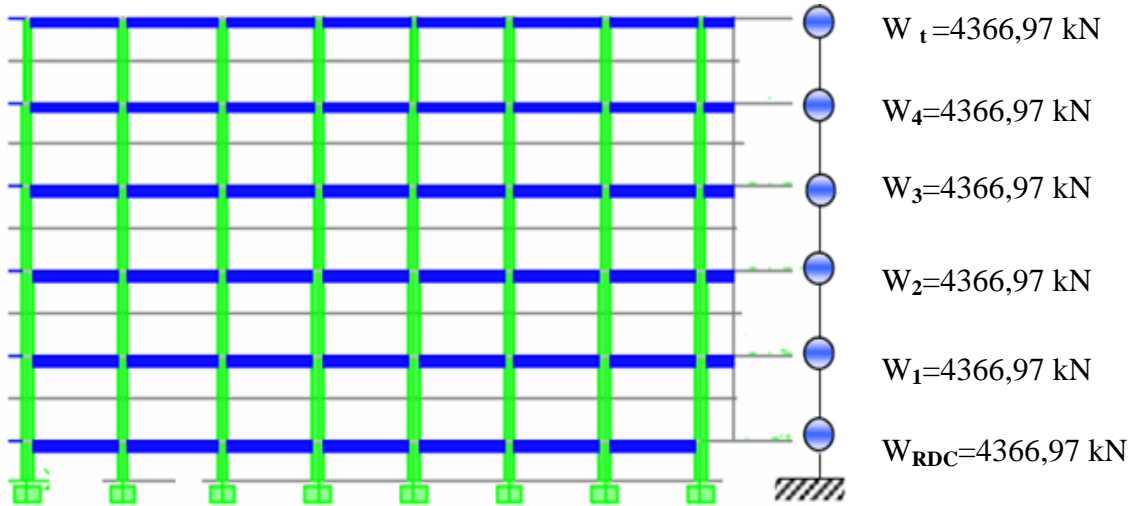


Figure 4.2: Répartition des poids à chaque étage

Le tableau suivant regroupe les différents paramètres sismiques retenus pour le bâtiment à dimensionner.

Coefficient	Condition	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment < 30m Zone sismique III	0,25
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	4
Q	$1 + \sum P_q$	1,25
ε	-	7%
η	$[(7/(2+\varepsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0,88
T₁	Site 1	0,15 s
T₂	Site 1	0,30 s

Tableau 4.2 : Paramètres sismiques

Les formules ci-dessous nous permettent de calculer les coefficients C_x, C_y

$$- C_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \quad (\text{suivant l'axe X})$$

$$- C_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \quad (\text{suivant l'axe Y})$$

Sachant que :

$$- V_x = C_x \times W$$

$$- V_y = C_y \times W$$

$$- C_x = \frac{0,25 \times 2,06 \times 1,25}{4} = 0,161 \quad (\text{suivant l'axe X})$$

$$- C_y = \frac{0,25 \times 1,63 \times 1,25}{4} = 0,127 \quad (\text{suivant l'axe Y})$$

L'effort tranchant est:

$$- V_x = 0,161 \times W$$

$$- V_y = 0,127 \times W$$

Et on obtient:

$$W = 26201,87 \text{ KN} \longrightarrow \begin{cases} V_x = 4218,50 \text{ KN} \\ V_y = 3327,63 \text{ KN} \end{cases}$$

4.3.1.4. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur du bâtiment [10]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = Ft + \sum_1^n Fi$$

avec:

F_t = force concentrée au sommet de la structure

F_i = force horizontale au niveau i

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule:

$$F_t = 0.07 T V$$

où

T = période fondamentale de la structure (en secondes)

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0.7 sec .

$$\text{Pour } T = 0.463 \text{ sec} \longrightarrow F_t = 0$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ sera distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$Fi = \frac{(V - Ft) \cdot (Wi \cdot hi)}{\sum_1^n Wi \cdot hi} \longrightarrow Fi = \frac{V \cdot Wi \cdot hi}{\sum_1^n Wi \cdot hi}$$

avec:

W_i = poids du niveau i

h_i = niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force F_i

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau 4-3 suivant.

Niveau	Wi (kN)	hi (m)	Wi .hi(kn.m)	$\frac{Wi \cdot hi}{\sum_1^n Wi \cdot hi}$	Sens longitudinal		Sens transversal	
					Fi (KN)	Vi (KN)	Fi (KN)	Vi (KN)
Terrasse	4366,97	3,57	15590,08	0,178	753,75	753,75	594,57	594,57
4	4366,97	3,57	15590,08	0,178	753,75	1507,51	594,57	1189,15
3	4366,97	3,57	15590,08	0,178	753,75	2261,26	594,57	1783,73
2	4366,97	3,57	15590,08	0,178	753,75	3015,02	594,57	2378,30
1	4366,97	2,64	11528,80	0,132	557,40	3572,42	439,68	2817,99
RDC	4366,97	3,06	13362,92	0,153	646,07	4218,05	509,63	3327,63
Somme	26201,87				4218,5		3327,63	

Tableau4.3: Distribution des efforts sismiques dans le sens longitudinal

4.3.1.5. Moment fléchissant au niveau de chaque étage

Le moment fléchissant au niveau de chaque étage est calculé comme ce qui suit.

$$M_k = M_{k+1} + (V_{k+1} \times Z_k)$$

où:

M_k = moment fléchissant au niveau d'étage "k"

M_{k+1} = moment fléchissant au niveau d'étage supérieur "k+1"

V_{k+1} = effort tranchant au niveau d'étage supérieur "k+1"

Z_k = hauteur de chaque niveau "i" mesurée à partir de la base de la structure

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau 4-4.

Niveau	Zi (m)	Sens longitudinal		Sens transversal	
		Fi (KN)	M_{kx} (KN.m)	Fi (KN)	M_{kx} (KN.m)
Terrasse	19,98	753,75	15060,04	594,57	11879,64
4	16,41	753,75	12369,13	594,57	9757,00
3	12,84	753,75	9678,22	594,57	7634,36
2	9,27	753,75	6987,31	594,57	5511,72
1	5,7	557,40	3177,17	439,68	2506,21
RDC	3,06	646,07	1976,99	509,63	1559,48
Somme		4218,50	49248,89	3327,63	38848,43

Tableau 4.4 : Moment fléchissant dans sens longitudinal

- Calcul de centre de torsion

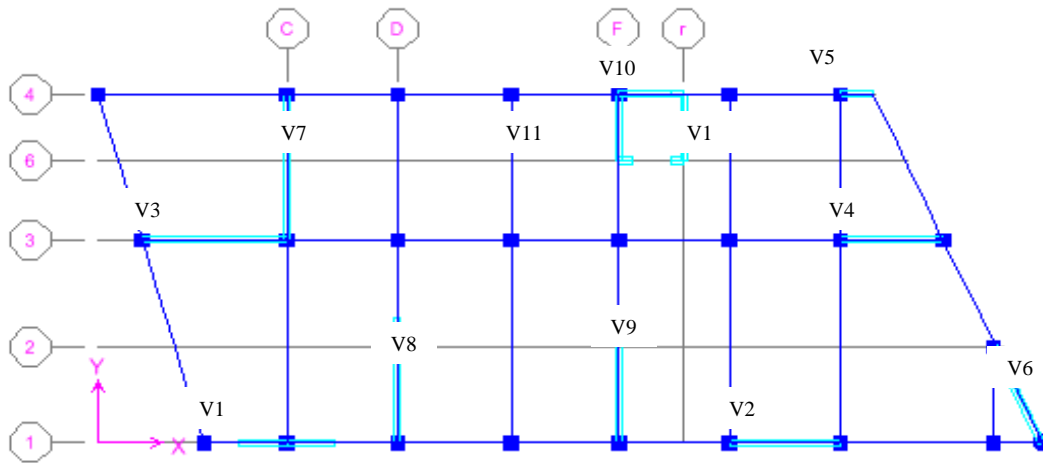


Figure 4.3: Disposition des voiles

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les relations suivantes:

$$X_C = \frac{\sum I_{yj} \cdot x_j}{\sum I_{yj}}$$

$$Y_C = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

- Excentricité statique

L'excentricité représente la différence entre le centre de torsion et le centre de masse. L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité doit être prise en compte.

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion doivent être négligés pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan.

On suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction l'excentricité statique est donnée par:

$$e_x = |X_M - X_C|$$

$$e_y = |Y_M - Y_C|$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau 4.5.

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	e _x (m)	e _y (m)
5	13,11	5,90	13,93	6,40	2.86	2.89
4	14,77	5,22	12,86	7,00	2.88	2.75
3	15,41	4,98	12,58	7,50	2.83	2.50
2	15,41	4,98	12,53	7,73	1.91	1.77
1	15,42	4,98	12,56	7,90	-0.27	0.49
RDC	15,75	4,96	12,59	7,96	3.16	3

Tableau 4.5 : Centre de masse, centre de torsion et excentricité

- Excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité. Elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Dans le cas du bâtiment à étudier, la plus grande dimension en plan est:

$$L = 24.35 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad 5\%.L = 5 \times \frac{24,35}{100} = 1.21 \text{ m}$$

Remarque

La résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs (excentricité théorique et excentricité accidentelle).

4.3.1.6. Répartition des forces sismiques suivant les deux sens sur chaque voile

Pour répartir les forces latérales dans l'ensemble de refends, le système (hyperstatique) doit vérifier les conditions suivantes:

- le système de stabilisation est élastique linéairement,
- les planchers sont indéformables horizontalement,
- les refends sont considérés parfaitement encastés dans leurs bases,
- l'inertie des refends est constante sur toute la hauteur,
- le nombre de niveau au mois égal à 4
- les déformations dues aux efforts tranchants et la rigidité torsionnelle sont négligeables.

La répartition de la force sismique aux différents éléments de contreventement se fait suivant les équations suivantes:

$$H_{x_i} = H_x \left[\frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}} + \frac{d \cdot I_{x_i} \cdot \bar{y}_i}{J_\theta} \right]$$

$$J_\theta = \sum \left(I_{ix} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{iy} \cdot \bar{x}_i^2 \right)$$

où :

$\bar{x} = (X_{\text{VOILE}} - X_C) =$ abscisse du voile par rapport au centre de torsion

$\bar{y} = (Y_{\text{VOILE}} - Y_C) =$ coordonné du voile par rapport au centre de torsion

$J_\theta =$ rigidité à la torsion

Le tableau 4.6 regroupe les résultats de calcul concernant la répartition de la force sismique aux différents éléments de contreventement.

Voile	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	$y/c(m)$	$x/c(m)$	J_0	F_t	F_0	$F_{th} = F_0 + F_t$	F_{RPA}	$V(kN)$
V1	0,562	/	-6,9	/	26,78	0,102	-0,113	-0,011	-0,113	-455,86
V2	0,818	/	-6,9	/	38,98	0,148	-0,165	-0,017	-0,165	-663,57
V3	2,204	/	-0,35	/	0,269	0,400	-0,022	0,377	0,400	1687,82
V4	0,818	/	-0,35	/	0,100	0,148	-0,008	0,140	0,148	627,03
V5	0,020	/	4,35	/	0,378	0,003	0,002	0,006	0,006	25,53
V6 (x-x)	0,787	/	-6,9	/	37,51	0,143	-0,159	-0,016	-0,159	-638,53
V7	/	2,163	/	-6,36	87,49	0,395	-0,248	0,146	0,395	1315,48
V8	/	1,333	/	-3,23	13,90	0,243	-0,077	0,165	0,243	810,69
V9	/	1,333	/	3,57	16,98	0,243	0,085	0,329	0,329	1096,84
V6 (y-y)	/	0,167	/	16,57	46,09	0,030	0,050	0,080	0,080	269,40
Noyau	V10	0,166	/	4,35	/	3,152	0,030	0,021	0,051	212,70
	V11	/	0,237	/	3,57	3,024	0,043	0,015	0,058	195,26
	V12	/	0,237	/	5,57	7,362	0,043	0,023	0,067	223,79

Tableau 4.6 : Répartition des forces sismique aux différents voiles

où,

$$F_t = \left[\frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}} \right] \quad F_0 = \left[\frac{d \cdot J_{XI} \cdot y_i}{J_0} \right]$$

F_{RPA} = la plus grande valeur entre F_t , F_0 , F_{th}

- Sollicitations revenant à chaque voile

-

Le tableau suivant regroupe les efforts N et V revenant à chaque voile de la structure.

Voiles	V(KN)	$N_G(kN)$	$N_Q(kN)$
V1	-455,86	713,39	122,81
V2	-663,57	803,14	139,19
V3	1687,82	1507,20	332,28
V4	627,03	1083,4	238,85
V5	25,53	205,90	29,37
V6 incliné/x	-638,53	544,46	60,94
V7	1315,48	1267,15	257,02
V8	810,69	975,30	172,50
V9	1096,84	961,51	167,50
V6 incliné/y	269,40	168,09	60,94
noyau	V10	212,70	326,97
	V11	195,26	540,85
	V112	223,79	540,85

Tableau 4.7 : Sollicitations revenant à chaque voile

4.3.2. Méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

4.3.2.1. Principe [10]

Pour chaque mode de vibration, on recherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, qui sont représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

La méthode spectrale est basée sur les hypothèses suivantes :

- concentration des masses au niveau des planchers,
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte,
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit au moins égale 90%,
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure,
- le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec} \quad \dots\dots [10]$$

Où

N = nombre de niveaux au dessus de sol et T_K la période du mode K

4.3.2.2. Combinaison des modes

La méthode la plus conservatrice utilisée pour estimer la valeur maximale d'un déplacement ou d'une force dans une structure est la méthode ABS (somme des valeurs absolues des réponses modales). Cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales se produisent en même temps.

Une autre approche très usuelle, c'est l'utilisation de la méthode SRSS (racine carrée de la somme des carrés) avec les valeurs modales maximales des déplacements ou des forces.

Cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales sont statiquement indépendantes. Pour des structures en trois dimensions, où plusieurs fréquences sont identiques, cette supposition n'est pas justifiée.

Une autre méthode conseillée est la méthode CQC (combinaison quadratique complète). Elle est basée sur la théorie des vibrations aléatoires.

La valeur d'une force est estimée à partir des valeurs modales maximales par la formule :

$$F = \sqrt{\sum_m \sum_n f_n \cdot \rho_{mn} \cdot f_m}$$

où,

f_n = force modale associée au mode n

ρ_{mn} = coefficient modal de CROSS pour la méthode CQC avec un amortissement constant donné par :

$$\rho_{mn} = \frac{8\xi(1+r)r^{3/2}}{(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)^2}$$

où,

$$r = \frac{w_n}{w_m} \quad (\text{doit être inférieur ou égal à 1})$$

4.3.2.3. Effets orthogonaux et analyse spectrale

Une structure bien dimensionnée doit être capable de résister à des actions sismiques égales à agissant dans n'importe quelle direction. Certains règlements exigent un dimensionnement sous l'action de 100% de la charge sismique dans une direction, et plus de 30% dans la direction perpendiculaire. D'autres exigent plus de 40% au lieu de 30%.

Cependant, aucune indication n'est donnée sur le choix de ces directions orthogonales pour des structures complexes. Pour les structures rectangulaires où l'on peut facilement déterminer les directions principales, ces pourcentages donnent les mêmes résultats que la combinaison SRSS.

Pour les structures tridimensionnelles complexes, la direction qui va produire la contrainte maximale dans un élément ou dans un point spécifié n'est pas apparente.

Il est raisonnable de supposer que les déplacements qui naissent lors d'un séisme ont une direction principale ou que lors d'un intervalle fini de temps quand les accélérations maximales du sol se produisent, la direction principale existe. Pour la majorité des structures, cette direction n'est pas connue et pour la majorité des localisations géographiques, elle ne peut pas être estimée.

Cependant, le seul critère rationnel pour le calcul parasismique est que la structure doit être capable de résister à un séisme d'une magnitude donnée dans n'importe quelle direction. En plus des mouvements dans la direction principale, il est probable qu'il y ait simultanément d'autres mouvements dans la direction normale.

De plus, et à cause de la complexité de la propagation des ondes tridimensionnelles, il est justifié de supposer que les mouvements normaux sont statiquement indépendants.

4.3.2.6. Analyse modale spectrale

- Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [2] :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

- Représentation graphique du spectre de réponse

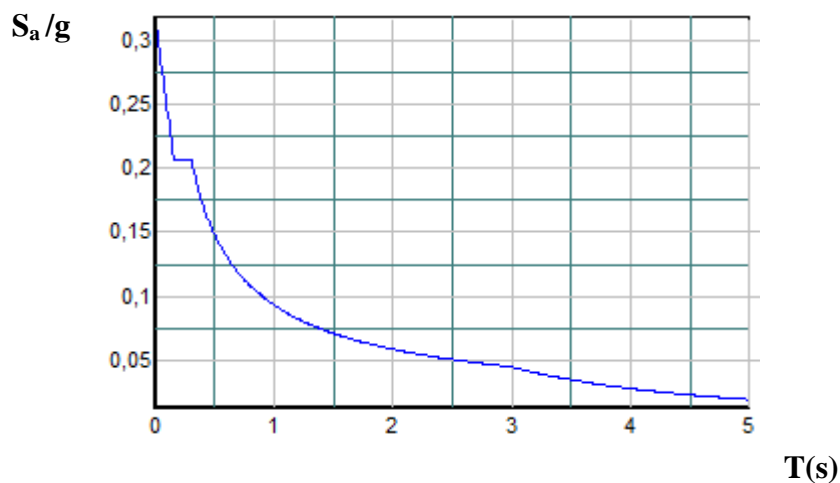


Figure 4.4 : Allure du spectre de réponse

avec :

g = accélération de la pesanteur

A = coefficient d'accélération de zone

η = facteur de correction d'amortissement

R = coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement

T_1 et T_2 = périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q = Facteur de qualité

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau 4.8.

Sa/g	T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g	T [s]
0,313	0	0,065	1,7	0,036	3,4
0,242	0,1	0,063	1,8	0,034	3,5
0,207	0,2	0,060	1,9	0,033	3,6
0,207	0,3	0,058	2	0,031	3,7
0,171	0,4	0,056	2,1	0,030	3,8
0,147	0,5	0,055	2,2	0,029	3,9
0,130	0,6	0,053	2,3	0,028	4
0,117	0,7	0,052	2,4	0,026	4,1
0,107	0,8	0,050	2,5	0,025	4,2
0,099	0,9	0,049	2,6	0,024	4,3
0,093	1	0,048	2,7	0,024	4,4
0,087	1,1	0,047	2,8	0,023	4,5
0,082	1,2	0,046	2,9	0,022	4,6
0,078	1,3	0,045	3	0,021	4,7
0,074	1,4	0,042	3,1	0,020	4,8
0,071	1,5	0,040	3,2	0,020	4,9
0,068	1,6	0,038	3,3	0,019	5

Tableau 4 .8 : Valeurs du spectre de réponse

- Résultante des forces sismiques de calcul [2]

L'une des premières vérifications préconisée par le règlement parasismique algérien (RPA 99) est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport suivant:

$$\frac{0,8V}{V_t}$$

4.4. INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE SISMIQUE

4.4.1. Disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions, à savoir:

- les voiles doivent reprendre au moins 20% des charges verticales,

- les charges horizontales sont reprises par les voiles sans interaction avec les portiques, proportionnellement à leurs rigidités relatives,
- l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion ne doit pas dépasser 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment;
- les contraintes de cisaillement dans les voiles et les poteaux ne doivent pas dépasser les contraintes limites propres à chaque élément,
- un pourcentage d'armature longitudinal qui ne dépasse pas le pourcentage maximal;
- les périodes propres qui ne varient pas entre deux modes successifs.

L'emplacement des voiles retenu est représenté par la figure suivante:

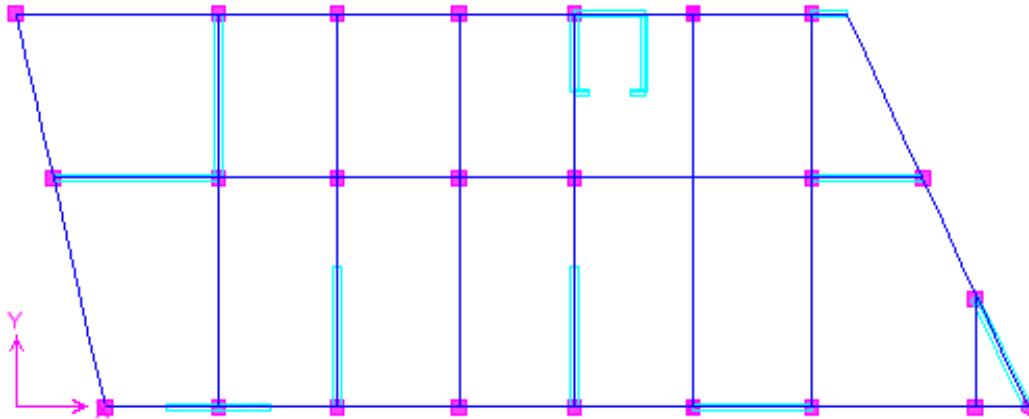


Figure 4.5 : Disposition des voiles

4.4.2. Caractéristiques dynamiques propres du modèle

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau suivant.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,463862	19,8549	14,5338	19,8549	14,5338
2	0,390487	36,0172	30,1951	55,8721	44,7289
3	0,280788	11,788	23,4763	67,6601	68,2052
4	0,10826	4,6088	4,8893	72,269	73,0945
5	0,093134	9,5488	4,2249	81,8177	77,3194
6	0,082517	1,6152	0,1483	83,4329	77,4677
7	0,080411	3,0855	4,5681	86,5184	82,0358
8	0,069495	2,9778	7,485	89,4962	89,5208
9	0,049011	0,7266	0,3398	90,2229	89,8606
10	0,048412	0,7427	1,2575	90,9655	91,1181
11	0,042557	3,11	0,369	94,0755	91,487
12	0,038094	1,2659	3,1449	95,3415	94,632

Tableau 4.9 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle

On constate que le modèle présente:

- une période fondamentale : $T=0,463\text{sec}$.
- la participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode

D'après le fichier des résultats obtenus en utilisant le logiciel ETABS, on a :

$$F_1 = V_t^x = 3460,68\text{KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 3894,53\text{KN}$$

On a:

$$W = 26201,87\text{KN} \longrightarrow \begin{cases} V^x = 4218,5\text{KN} \\ V^y = 3327,63\text{KN} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 3374,80\text{KN} \\ 0,8V^y = 2662,11\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3460,68\text{KN} > 0,8V^x = 3374,80\text{KN} \\ V_t^y = 3894,53\text{KN} > 0,8V^y = 2662,11\text{KN} \end{cases}$$

Par conséquent, tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront pris directement.

4.4.3. Vérification des déplacements latéraux inter étages [10]

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon ce même règlement, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée:

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

avec:

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

h_e = hauteur de l'étage

et,

$$\delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x = déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x = déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y)

Les déplacements inter étages du modèle sont donnés par le tableau 4.10.

Niveau	$\delta_{ex}(\text{mm})$	$\delta_{ey}(\text{mm})$	R	$R \cdot \delta_{ex}$	$R \cdot \delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	0,01h	observation
6 ^{ème}	11,3	17,4	4	45,2	69,6	10,8	15,6	35,7	Vérifié
5 ^{ème}	8,6	13,5	4	34,4	54	10	16	35,7	Vérifié
4 ^{ème}	6,1	9,5	4	24,4	38	10	15,8	35,7	Vérifié
3 ^{ème}	3,6	5,7	4	14,4	22,8	8	12,8	35,7	Vérifié
2 ^{ème}	1,6	2,5	4	6,4	10	4	6,4	26,4	Vérifié
1 ^{ère}	0,6	0,9	4	2,4	3,6	2,4	3,6	30,6	vérifié

Tableau 4.10 : Vérification des déplacements inter étages du modèle.

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA99 version 2003.

4.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) [10]

L'effet P-Δ correspond au moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

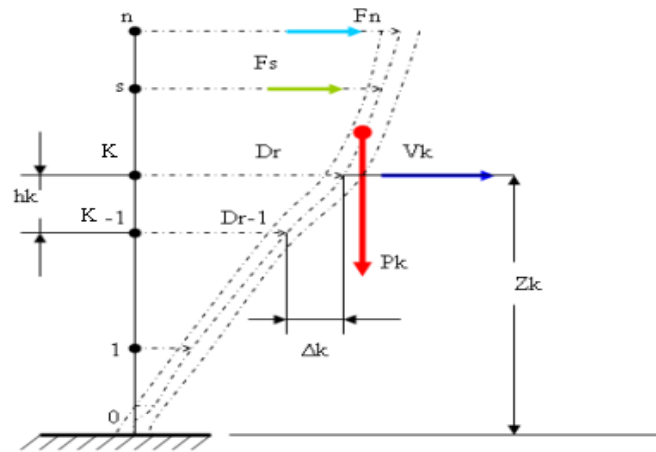


Figure 4.6 : Evaluation des effets du second ordre

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas de bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

avec :

p_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad (\text{déjà calculé})$$

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 d'étage 'k' comme l'indique la figure précédente.

Niveau x	P(kn)	Vx(kn)	Vy(kn)	Δex(mm))	Δey(mm))	h(mm))	Θx	Θy	observatio n
6 ^{ème}	4751,02	987	947,7	10,8	15,6	3570	0,01 4	0,02 2	vérifié
5 ^{ème}	9147,53	1602,9 1	1574,4 2	10	16	3570	0,01 6	0,02 6	vérifié
4 ^{ème}	13626,4 1	2046,3 2	2020,1 0	10	15,8	3570	0,01 8	0,03 0	vérifié
3 ^{ème}	18105,2 9	2393,4 7	2360,3	8	12,8	3570	0,01 7	0,02 7	vérifié
2 ^{ème}	22530,4 0	2656,5 8	2613,5 1	4	6,4	2640	0,01 3	0,02 0	vérifié
1 ^{ère}	26201,8 7	2775,1 6	2727,4 3	2,4	3,6	3060	0,00 7	0,01 1	vérifié

Tableau 4.11 : Vérification de l'effet p-Δ inter étages du modèle

Compte tenu des résultats obtenus, la condition $\theta_x \text{ et } \theta_y \leq 0,1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

4.4.5. Justification des pourcentages (voiles) :

D'après les règles parasismiques algériennes (**art.3.4**) le système de contreventement de structures par des voiles en béton armé est justifié quand les voiles reprennent au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales, et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum

4.4.5.1. Justification des voiles sous charges verticales :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

combinaison	globale	voiles	Pourcentages des voiles (%)
ELS	26201,87	5684,47	21,69

Tableau 4.12. Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical

4.5. CONCLUSION :

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle finale étaient de:

Vérifier les déplacements inter-étage qui a pour but la rigidité latérale imposée par **RPA99V2003**.

Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis du moment du 2^{ème} ordre.

Vérifier les pourcentages donnés par le **RPA99version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX



CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1. INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments porteurs (poteaux, poutres, refends) se fait conformément aux codes applicables en Algérie (CBA 93, BAEL, RPA99 version 2003).

5.2. SECTIONS MINIMALES ET MAXIMALES

5.2.1. Pourcentages minimal et maximal

Les pourcentages minimal et maximal, fixés par le code algérien (RPA) pour chaque type d'élément, sont regroupés dans le tableau 5.1. [10]

Elément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poteaux	0.9%	3.0%	6,0%
Poutres	0.5%	4.0%	6,0%
Voiles	0.2%	/	/

Tableau 5.1: Sections d'armatures minimale et maximale

5.2.2. Diamètre des barres

Pour les refends en béton armé, le diamètre des barres d'acier des armatures ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des refends [10]. Cette condition impose un diamètre $\phi \leq 20$ mm.

Par ailleurs, selon ce même règlement le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12 mm pour les poteaux, et de 10 mm pour les refends [10].

5.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les poteaux sont soumis à un effort de compression N et un moment de flexion M (flexion composée).

Lorsqu'une section est soumise à la flexion composée, trois situations sont possibles:

- section entièrement tendue,
- section entièrement comprimée,
- ou bien section partiellement comprimée.

Les quantités d'armatures nécessaires sont déterminées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les cas suivants:

- situation accidentelle,
- et situation durable.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont présentées dans le tableau 5.2. [10]

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau 5.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

5.3.1. Prescriptions réglementaires

Le règlement parasismique algérien préconise pour une zone III, c'est-à-dire zone de forte sismicité, l'utilisation de barres d'armatures longitudinales à haute adhérence, droites et sans crochet, avec en plus un pourcentage limité à:

$$* 0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \text{ en zone courante}$$

$$* 0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \text{ en zone de recouvrement}$$

où, :

A_s = section d'armatures

B = section du béton

A cela viennent s'ajouter les recommandations suivantes:

- Diamètre minimal est tel que : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$
- Longueur minimale en zone de recouvrement est égale à 50ϕ
- Espacement des barres verticales sur une face du poteau doit être inférieure ou égale à 20 cm
- Jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales

5.3.2. Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en considération, selon les codes en Algérie, sont fonction de la nature de la sollicitation.

1. Règlement du béton armé CBA 93 pour les situations durables

- Etat limite ultime..... $1,35G+1,5Q$
- Etat limite de service $G+Q$

2. Règlement parasismique RPA 99 pour les situations accidentelles

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

où,

G = charges permanentes

Q = surcharge d'exploitation

E = action du séisme

Les poteaux sont dimensionnés en flexion composée, et on ne prenant en considération que le moment le plus important des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau.

A partir de ces combinaisons citées plus haut, on distingue les cas suivants:

- Effort normal maximal et moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$)
- Moment maximum et effort normal correspondant ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$)

Chacune des trois combinaisons donne une certaine quantité d'armatures, la section retenue correspond au cas le plus défavorable.

Le tableau ci-dessous regroupe les différentes valeurs des efforts internes, moment fléchissant M et effort normal N, des poteaux sous différentes combinaisons.

Niveau	Section	G+Q±E		0.8G±E		1.35G+1.5Q	
RDC	50x50	N_{\max}	1183.6	N_{\max}	1269.71	N_{\max}	-303.46
		M_{corr}	15.38	M_{corr}	15.53	M_{corr}	-19.69
		M_{\max}	69.80	M_{\max}	67.27	M_{\max}	47.81
		N_{corr}	1032.79	N_{corr}	1139.87	N_{corr}	-1316.58
1-2-3	45x45	N_{\max}	812.44	N_{\max}	873.86	N_{\max}	-94.32
		M_{corr}	10.10	M_{corr}	9.93	M_{corr}	2.3
		M_{\max}	112.16	M_{\max}	107.572	M_{\max}	113.10
		N_{corr}	-302.59	N_{corr}	-197.78	N_{corr}	-692.91
4-5	40x40	N_{\max}	143.67	N_{\max}	158.76	N_{\max}	7.88
		M_{corr}	2.56	M_{corr}	2.76	M_{corr}	-0.63
		M_{\max}	104.15	M_{\max}	84.67	M_{\max}	113.11
		N_{corr}	-65.41	N_{corr}	44.64	N_{corr}	-142.92

Tableau 5.3 : valeurs des efforts internes

Les sections d'acier des armatures retenues sont données par le tableau ci-après.

Niveau	Section	Asc (cm ²)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} (Z-C)	As ^{max} (Z-R)	Choix	As ^{adop} (cm ²)
RDC	50x50	15.47	22.37	22.5	75	150	8T14+4T20	24.89
1-2-3	45x45	1.17	19.33	18.255	60.75	121.5	8T14+4T16	20.36
4-5	40x40	0	11.21	14.4	48	96	8T12+4T14	15.21

Tableau 5.4 : Choix des armatures des poteaux

5.3.3. Condition de non fragilité

La vérification de la condition de non fragilité se fait comme ce qui suit:

$$A_{s_{\min}} > \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 3.46 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition observée}$$

5.3.4. Armatures transversales

Le calcul des efforts pour le dimensionnement des armatures transversales s'est fait pour chaque niveau. Les résultats obtenus pour l'ensemble des poteaux sont représentés par le tableau 5.5.

5.3.4.1. Vérification du cisaillement

La contrainte de cisaillement τ est donnée par la relation suivante:

$$\tau = \frac{V_u}{b.d}$$

où,

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ult} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

La vérification du cisaillement des poteaux est donnée ci-dessous:

Niveau	V_{umax} (kN)	τ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	τ_{ult} (MPa)
RDC	87.12	0.38	1.875	3.25
1-2-3	88.99	0.62	1.875	3.25
4 - 5	79.16	0.52	1.875	3.25

Tableau 5.5 : Vérification du cisaillement des poteaux

Pour les poteaux de tous les niveaux, la condition de non cisaillement est largement vérifiée.

5.3.4.2. Armatures transversales

La section d'armatures transversale A_t , dans les poteaux, est donnée par [10]:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h \cdot f_e}$$

où,

ρ_a = coefficient correcteur, fonction de l'élançement, tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant

- $\rho_a = 2,5$ si $\lambda \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda \leq 5$

L'élançement est donné par la formule suivante:

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \cdot h_e}{b / \sqrt{12}} = \frac{0.7 \times 3.57}{0.50 / \sqrt{12}} = 17.31 > 5$$

Et on obtient un coefficient correcteur égale à:

$$\rho_a = 2, 5$$

L'espacement S_t des armatures transversales doit vérifier les conditions suivantes [10]:

- en zone nodale: $S_t \leq 10\text{cm}$ $S_t = 10\text{cm}$
- en zone courante: $S_t \leq \min(b/2, h/2, 10\varnothing_1) = 14\text{cm}$ $S_t = 13\text{cm}$

\varnothing_1 = diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau du niveau rez de chaussée

Le ferrailage transversal de la zone courante est de:

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 87.12 \cdot 10^{-3} \times 0.13}{0.5 \times 400}$$

Soit

$$A_t = 1.41 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\phi 8 = 1.50 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \text{ cadre} + 2 \text{ étriers}$$

Le ferrailage transversal dans la zone nodale est:

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur égale à $10\phi_t$.

Soit, $l=8\text{cm}$.

La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t / S_t \times b$) en % est donnée par:

$$\frac{A_t}{S_t \times b_t} = \frac{2.1}{10 \times 50} = 0.42 \% > 0.3 \% (\lambda_g > 5)$$

5.3.4.3. Dispositions constructives

La longueur de recouvrement proposée par le RPA est:

Selon le RPA99 la longueur de recouvrement est :

$$L_r = 50 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

Pour le niveau rez de chaussée, elle est de:

$$\phi_{L_{\max}} = 20 \text{ mm} \longrightarrow L_r = 100 \text{ cm.}$$

A la zone nodale, les dimensions sont:

$$h' = \text{Max.} (h_e/6, b_1, 60\text{cm}) = \text{Max} (51 \text{ cm}, 50 \text{ cm}, 60\text{cm})$$

Avec:

- $h' = 60 \text{ cm}$ pour le niveau rez de chaussée
- $h' = 60 \text{ cm}$ pour les autres niveaux
- $L' = 2 \times h = 2 \times 55 = 110\text{cm}$ (sens transversal)
- $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ (sens longitudinal)

Le ferrailage transversal des poteaux figure dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm)	Barres (transversale)		longueur de la zone nodale (cm)		Longueur de recouvrement (cm)	St (cm)	
		Zone nodale	Zone courante	h'	L'		Zone courante	Zone nodale
4-5	40x40	4 ϕ 8	3 ϕ 8	60	110	70	13	10
1-2-3	45x45	4 ϕ 8	3 ϕ 8	60	110	80	13	10
RDC	50x50	4 ϕ 8	3 ϕ 8	60	110	100	13	10

Tableau 5.6 : Ferrailage transversal des poteaux

5.3.5. Ferrailage des poteaux du sous-sol

Les poteaux du sous sol sont dimensionnés à la compression simple, la section nécessaire est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

où,

B_r = section réduite du poteau..... $B_r = (a - 2) (b - 2)$

α = coefficient fonction de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f = longueur de flambement = $0.5 l_0$

i = rayon de giration..... $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I = moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée

B = section du poteau :

N_u = effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol

5.3.5.1. Calcul de l'effort normal pondéré

L'effort normal dans le poteau le plus sollicité (niveau rez de chaussée) est:

$$N_u = 2873.34 \text{ kN}$$

Les dimensions des poutres sont:

- Poutre principale = $(0.55 \times 0.35 \times 5.625)25 = 27.07 \text{ kN}$
- Poutre secondaire = $(0.4 \times 0.25 \times 5.1)25 = 12.75 \text{ kN}$
- Plancher = $33.79 \times 6.48 = 218.95 \text{ kN}$
- Poutre1 = $(0.55 \times 0.35 \times 5.625)25 / 2 = 13.85 \text{ kN}$

Soit,

$$G_{terrasse} = 272 \text{ kN}$$

et une surcharge d'exploitation égale à

$$Q = 2.5 \times 33.79 = 84.47 \text{ kN}$$

A l'état limite ultime, l'effort normal est de:

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 493.91 \text{ kN}$$

Par conséquent, l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol est égal à:

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 3367.25 \text{ kN}$$

5.3.5.2. Calcul du ferrailage

Pour le calcul du ferrailage, il faut déterminer les entités suivantes:

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 14.43 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,5 \times 3,67 \times 10^2}{14,43} = 12,71 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,82$$

$$Br = (50 - 2)^2 = 2304 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$A_s \geq \left(\frac{3367,25 \cdot 10^3}{0,82} - \frac{2304 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -4.6 \text{ cm}^2$$

Et selon le RPA, on a:

$$A_s^{\min} = 0,9\% B$$

$$A_s = A_s^{\min} = 22.5 \text{ cm}^2$$

Pour cette section, on peut choisir:

$$8\phi 14 + 4\phi 20 = 24.89 \text{ cm}^2.$$

La section d'armatures transversales est telle que:

Pour les poteaux du sous-sol,

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement en zone nodale est pris égal à:

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

L'espacement en zone courante est:

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Le schéma du ferrailage de l'ensemble des poteaux est donné par la figure 5.1.

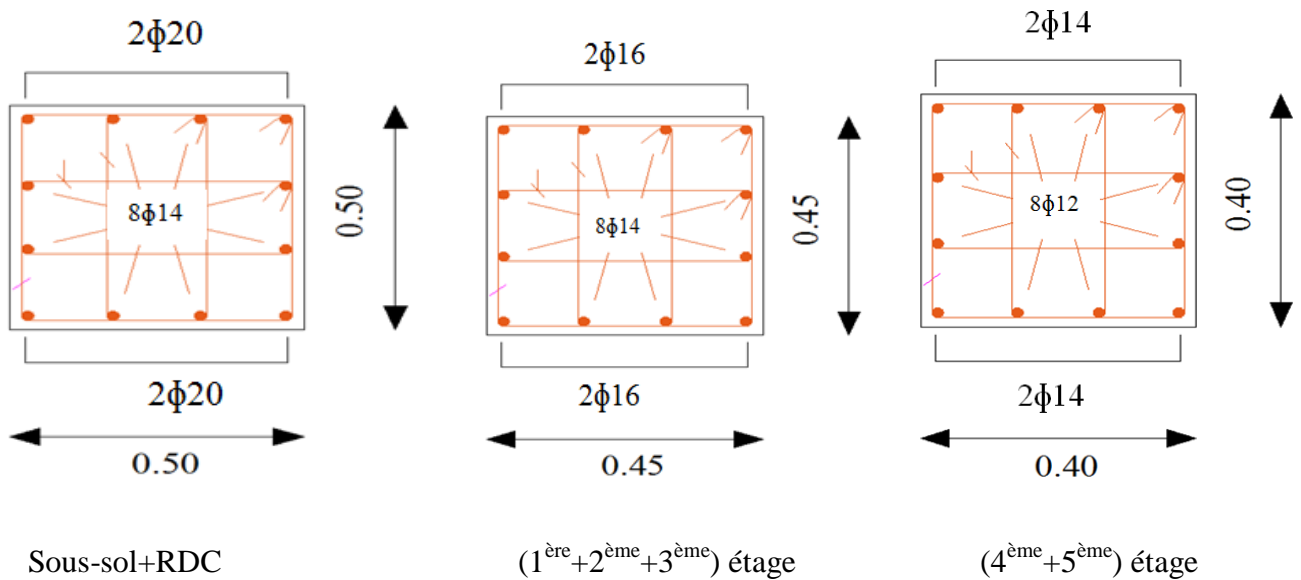


Figure 5.1 : Ferrailage des poteaux

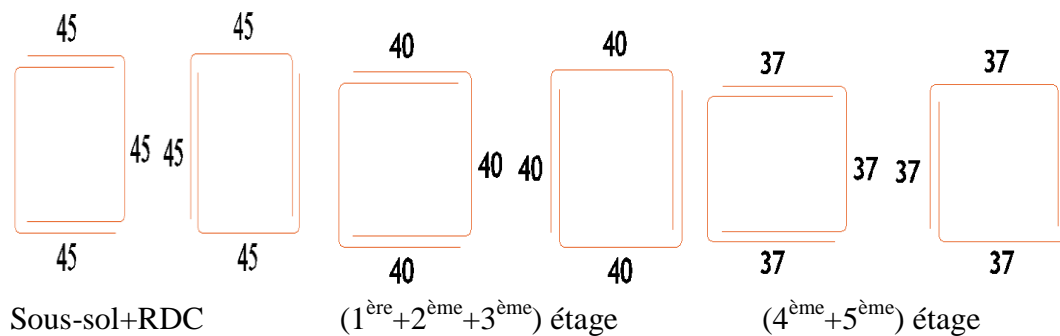


Figure 5.2 : Armatures transversales en zone nodale.

5.4. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne, chargées de transmettre les charges et les surcharges qu'elles supportent aux éléments porteurs verticaux.

Il existe deux types de poutres:

- les poutres principales,
- et les poutres secondaires.

Pour le dimensionnement des poutres, il faut tenir compte des sollicitations les plus défavorables résultant des combinaisons préconisées par les codes (RPA99, BAEL 91).

Les calculs sont effectués avec l'aide du logiciel ETABS pour les situations durable et accidentelle.

- Pour la situation durable la combinaison utilisée, à l'état limite ultime, est:

$$1,35 G + 1,5Q$$

- Pour la situation accidentelle, deux combinaisons:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

Les poutres sont étudiées pour la flexion simple. Elles sont soumises à un moment de flexion M et un effort de cisaillement T.

Les dimensions des poutres sont:

Poutres principales..... (35 x 55 cm²)

Poutres secondaires..... (25 x 40 cm²)

Poutre palière..... (25 x 40 cm²)

Le ferrailage obtenu respecte les pourcentages d'acier donnés par le règlement parasismique algérien pour la zone III.

5.4.1. Calcul du ferrailage

Pour déterminer les quantités d'armatures nécessaires pour les poutres, les calculs sont effectués suivant les deux sens (transversal et longitudinal).

5.4.1.1. Sections d'acier nécessaires

Les quantités d'armatures longitudinales nécessaires figurent dans le tableau 5.7.

Section	Sollicitation et combinaison		A _s (cm ²)		A _{smin} RPA (cm ²)	Ferrailage retenu	
	08G+E	G+Q+E	Travée	Appuis		Travée	Appuis
	M (travée) kN.m	M (appuis) kN.m					
Poutre principale 55x35	175.18	164.78	10.48	10.02	9.625	4φ12+4φ14	4φ12+4φ14
Poutre secondaire 40x25	90.65	80.05	5.35	4.76	5	4φ14	4φ14
Poutre palière 40x25	79.65	67.05	4.65	4.08	5	4φ14	4φ14

Tableau 5.7. Ferrailage des poutres

5.4.1.2. Vérifications des poutres

Les vérifications à effectuer sur les poutres sont:

1) Condition de non fragilité

Cette vérification se traduit par [1]:

- Pour les poutres principales

$$A_{Smin} > \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 0.55 \cdot 0.35 \cdot 2.1}{400} = 2.32 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

- Pour les poutres secondaires

$$A_{Smin} > \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 0.40 \cdot 0.25 \cdot 2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

- Pour les palières

$$A_{S_{\min}} > \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 0.40 \cdot 0.25 \cdot 2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

Les sections retenues respectent cette condition en plus du pourcentage minimal imposé par le RPA99.

2) Armatures transversales

La vérification du cisaillement est faite en considérant la situation la plus défavorable. Les efforts correspondants sont:

$$V_{u,\max} = 235.44 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{0.235}{0.35 \times 0.40} = 1.68 \text{ MPa}$$

Sachant que:

$$\tau_{\text{ult}} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}) [6]$$

Il vient:

$$\tau_{\max} < \tau_{\text{ult}} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3) Dispositions constructives conforme au code BAEL 91

Ce code préconise un espacement S_t tel que:

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(45 ; 40 \text{ cm})$$

4) Dispositions constructives selon le code parasismique algérien

$$S_t \leq \min(h/4, 12 \phi_{l\min}) \dots \dots \dots \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale}$$

où,

$\phi_{l\min}$ = diamètre minimal des armatures longitudinales

L'espacement retenu est:

$$S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale}$$

5) Vérification à l'état limite ultime

Au voisinage des appuis, l'effort tranchant a une influence:

- Sur le béton, il faut vérifier que:

$$V_{\text{Max}} \leq 0.267 a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9 d \quad a = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm.}$$

$$0.267 a \times b \times f_{c28} = 0.267 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 108.76$$

$$V_{\text{Max}} = 23.544 < 108.76 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Sur les armatures inférieures, il faut vérifier que:

$$V_U + \frac{M_a}{0,9.d} \leq 0$$

$$V_U + \frac{M_a}{0,9.d} = 23.54 + \left(\frac{-22.99}{0,9 \cdot 0,50} \right) = -27.55 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

6) Calcul de ϕ_T

Le diamètre des armatures transversales est donné par [10] :

$$\phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_{L\text{Min}}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_T \leq \text{Min} (1,57 ; 1,2 ; 3,5) = 1,2 \text{ cm}$$

Le diamètre retenu pour les armatures transversales est:

$$\phi_T = 8 \text{ mm}$$

La section minimale est:

$$A_{\text{min}} = 0.003 \times S \times d$$

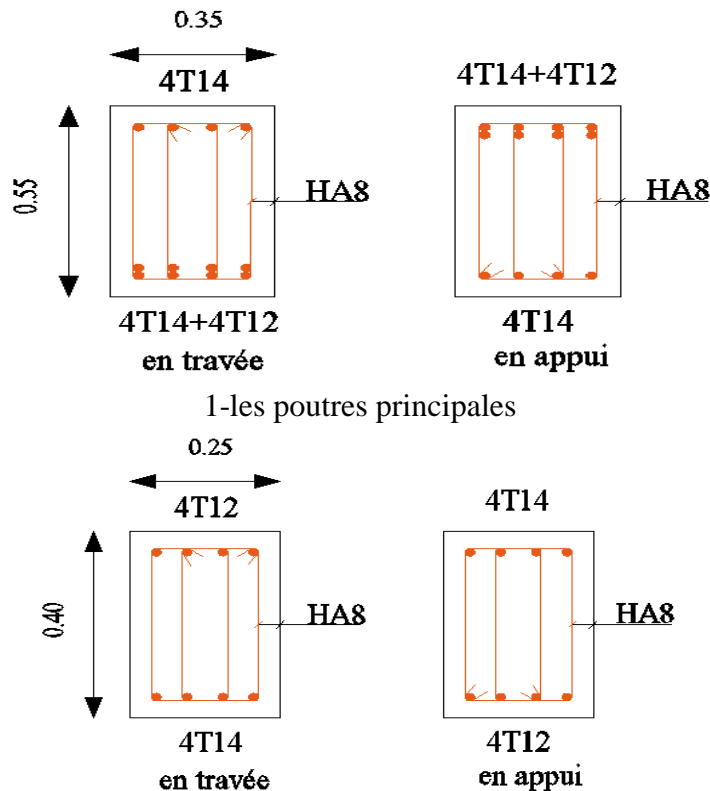
Pour la poutre de dimensions 35 x 55 cm², il faut:

$$A_t \geq 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 0.9 \times 0.45 \times 0.1 = 1.21 \text{ cm}^2$$

La section retenue est;

$$1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ étrier } \phi 8 \longrightarrow A_t = 1.50 \text{ cm}^2$$

Le schéma du ferrailage des poutres est représenté par la figure 5.3.



2-les poutres secondaire et palière

Figure 5.3: Ferrailage des poutres

5.5. FERRAILAGE DES VOILES

5.5.1. Introduction

Le voile est un élément de stabilisation. Il est soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Son ferrailage sera donc déterminé à partir de la flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q) et des sollicitations horizontales (séismes).

Pour reprendre ces sollicitations, il faut disposer trois types d'armatures:

- armatures verticales,
- armatures horizontales,
- armatures transversales.

5.5.2. Stabilité du bâtiment aux actions latérales

Pour la reprise des sollicitations sismiques, il existe plusieurs types de contreventement:

- contreventement par portiques,
- contreventement par refends linéaires,
- contreventement mixte,
- etc.

5.5.3. Combinaisons d'actions

Les combinaisons à utiliser pour le dimensionnement des refends sont celles proposées par le code parasismique algérien. Il s'agit de:

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

5.5.4. Recommandations du code algérien

5.5.5.1 Aciers verticaux

Le ferrailage vertical est disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée. Avec en plus les prescriptions suivantes:

- 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,
- à chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être au plus égal à 15cm,
- 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).

5.5.4.2 Aciers horizontaux

Comme pour le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions exigées par les normes algériennes, à savoir:

- les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine,
- et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10ϕ .

5.5.4.3 Dispositions communes

Ces recommandations concernent les armatures verticales et les armatures horizontales. Il s'agit de:

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

$$S \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) \quad e = \text{épaisseur du voile}$$

- les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur,
- le diamètre ϕ_t des épingles est égal à:
 - $\phi_t = 6\text{mm}$si $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$
 - $\phi_t = 8\text{mm}$si $\phi_v > 20 \text{ mm}$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile,

- les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le changement de signe des efforts est possible

20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

L'emplacement des voiles est représenté par la figure 5.4

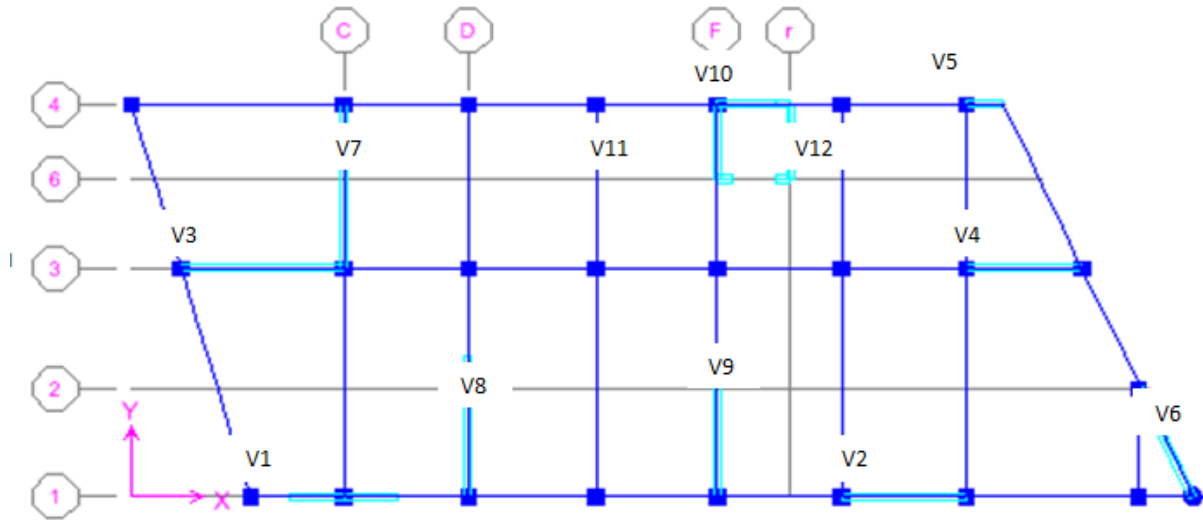


Figure 5.4 : Disposition des voiles

5.5.5 Ferrailage des refends

Pour le ferrailage des refends, seuls les plus sollicités sont pris en considération.

5.5.5.1 Ferrailage vertical

Le calcul du voile le plus sollicité se fait par bandes verticales conformément au code algérien. La largeur de la bande est prise telle que:

$$d \leq \min \left(h_e/2, \frac{2L}{3} \right)$$

où,

L = longueur de la zone comprimée

h_e = hauteur libre de niveau

La méthode des contraintes est utilisée pour le dimensionnement des armatures verticales.

1. Application

L'application porte sur l'analyse détaillée du refend le plus sollicité.

- Sollicitations de calcul

Le refend sera dimensionné avec les efforts suivants:

$$M = 98,47 \text{ t.m}$$

$$N = 51,52 \text{ t}$$

Les caractéristiques du refend sont:

$$I = (0,20 \times 4^3) / 12 = 1,066 \text{ m}^4$$

$$A = 0,80 \text{ m}^2$$

$$v_1 = v_2 = h/2 = 4/2 = 2 \text{ m}$$

- Calcul des contraintes

Le refend à analyser est soumis à la flexion composée, par conséquent le calcul des contraintes se fait à partir de la formule suivante:

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

Et, on obtient:

$$\sigma_1 = 2,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -1,20 \text{ MPa}$$

La répartition des contraintes le long du refend est représentée schématiquement par la figure ci-dessous:

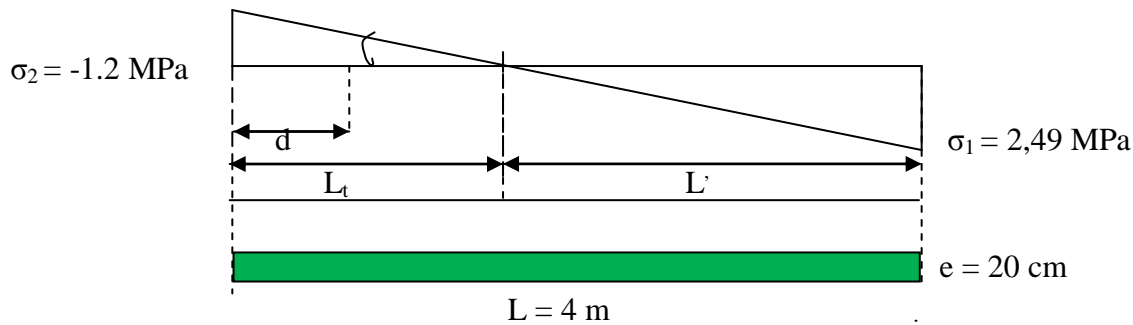


Figure 5.5: Répartition des contraintes

- Largeur de la bande

La largeur de la bande est:

$$L_t = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) \times L = 1,3 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 4 - 1,3 = 2,70 \text{ m}$$

$$d \leq \min(3,37 / 2, (2/3) \times 2,70) = 1,68 \text{ m}$$

$$d > L_t \longrightarrow d \text{ dans la zone comprimée} \longrightarrow \sigma_2' = 0 \text{ (} d = L_t \text{)}$$

Les caractéristiques de la bande sont:

$$I' = (0,2 \times 1,3^3) / 12 = 0,036 \text{ m}^4$$

$$v' = 1,3 / 2 = 0,65 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0,2 \times 1,3 = 0,26 \text{ m}^2$$

Les sollicitations de la bande sont:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \longrightarrow N_1 = -15,60 \text{ t}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \longrightarrow M_1 = 3,32 \text{ tm}$$

L'excentricité est:

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{3,32}{-15,60} = -0,21 \text{ m}$$

En prenant un enrobage "c" égal à 5 cm, on obtient:

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,40 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,81\text{m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_c = 2,61\text{cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_c = 1,29\text{cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = N_1 / f_c = 3,90\text{cm}^2$$

- Armatures minimales

Selon le code parasismique algérien, le minimum est fixé à:

$$A_{\min} = 0.20\% \times b \times L_t \longrightarrow A_{\min} = 0.20\% \times 0.2 \times 4 = 2\text{cm}^2 / \text{face/ml}$$

où,

b = épaisseur du voile

L_t = longueur de la section tendue

La section retenue est:

$$A_{sv} = \max (A_s, A_{\min}) = 16\text{cm}^2$$

En raison de la symétrie du refend, la représentation schématique du ferrailage se fera sur une seule la moitié.

Le ferrailage obtenu est:

12 ϕ 10 ($A_s = 9.42\text{cm}^2$).....en zone courante

8 ϕ 14 ($A_s = 12.31\text{cm}^2$).....en zone d'about

- Espacement

L'espacement est pris comme ce qui suit:

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \longrightarrow S_t = 20\text{cm}.....\text{en zone courante}$$

$$S_{ta} = S_t / 2 = 10\text{cm}.....\text{en zone d'about}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

voile	e [cm]	L [m]	N [t]	M [t.m]	A _s calculée [cm ²]	A _s min [cm ²]	A _s retenue	
							Zone nodale	Zone courant
V1	20	3,00	51,72	56,12	12,73	9	10φ12	6φ10
V2	20	3,40	31,20	86,10	20,22	10,2	10 φ 14	8φ12
V3	20	4,73	44,14	87,42	22,38	14,19	10 φ 14	8 φ 12
V4	20	3,4	15,52	52,47	14,80	10,2	10 φ 12	8 φ 12
V5	20	1,00	9,10	22,12	9,83	3	4 φ 12	6 φ 10
V6	20	3,58	15,43	52,41	14,52	10,74	10 φ 12	8 φ 12
V7	20	4,70	47,12	91,87	23,80	14,1	10 φ 14	10 φ 12
V8	20	4,00	98,47	51,52	16	12	8 φ 14	10 φ 12
V9	20	4,00	96,13	53,16	17,54	12	8 φ 14	10 φ 12
V10	20	2,00	18,13	41,14	15,43	6	6 φ 14	8 φ 12
V11	20	2,25	20,48	49,46	16,44	6,75	6 φ 14	8 φ 12
V12	20	2,25	21.1	46.12	16.83	6,75	6 φ 14	8 φ 12

Tableau 5.8 : Ferrailage vertical des refends

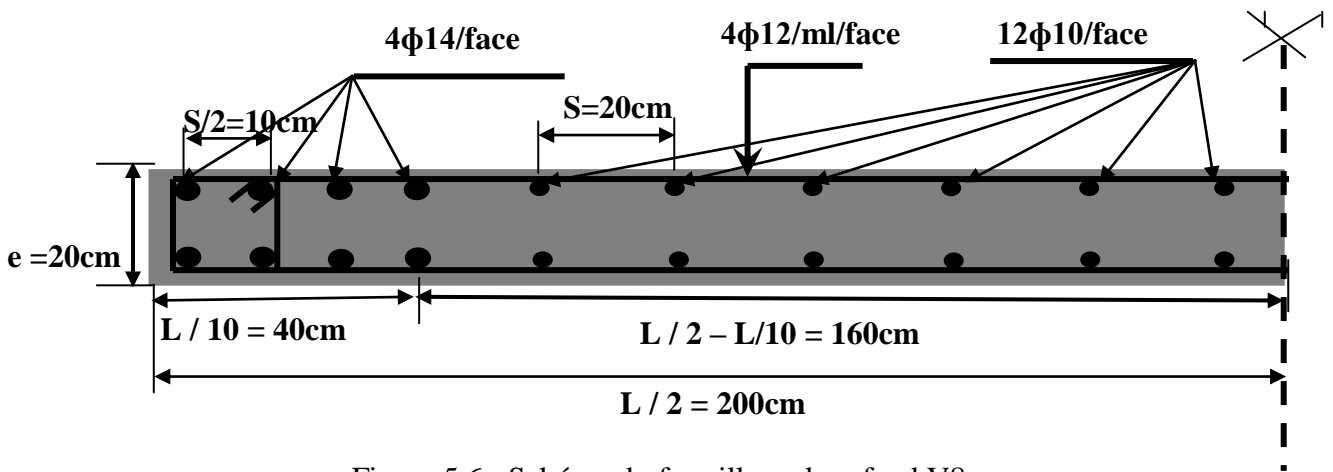


Figure 5.6 : Schéma du ferrailage du refend V8

5.5.5.2. Ferrailage horizontal

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \tau_{lim} = \min \left(\frac{0,2f_c28}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

Le cisaillement dans le refend est:

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times 0,9h}$$

avec,

h= hauteur totale de la section

b₀ = épaisseur du refend

V = 1,4 × T → (1.4 = coefficient de majoration)

Les résultats de la vérification sont regroupés dans le tableau suivant :

Voile	Effort tranchant [kN]	τ_b [MPa]	τ_{lim} [MPa]
V1	260,22	0,4720	3,3
V2	112,54	0,2033	3,3
V3	98,52	0,1779	3,3
V4	271,1	0,4920	3,3
V5	301,12	0,5464	3,3
V6	68,45	0,1234	3,3
V7	50,12	0,0907	3,3
V8	49,67	0,0889	3,3
V9	70,45	0,1270	3,3
V10	99,23	0,1977	3,3
V11	55,12	0,0998	3,3
V12	36.12	0,0653	3,3

Tableau 5.9 : Vérification au cisaillement

Les résultats obtenus montrent que le béton seul suffit à reprendre le cisaillement, donc un minimum de ferrailage suffit. Il est pris égal à:

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h$$

Le ferrailage transversal de l'ensemble des voiles est résumé par le tableau ci-après.

Voile	Epaisseur (cm)	Section min (cm ²)	Ferrailage choisie	Espacement (cm)
V1	20	10,89	15φ12	20
V2	20	10,89	15φ12	20
V3	20	10,89	15φ12	20
V4	20	10,89	15φ12	20
V5	20	10,89	15φ12	20
V6	20	10,89	15φ12	20
V7	20	10,89	15φ12	20
V8	20	10,89	15φ12	20
V9	20	10,89	15φ12	20
V10	20	10,89	15φ12	20
V11	20	10,89	15φ12	20
V12	20	10,89	15φ12	20

Tableau 5.10 : Ferrailage horizontal des refends

5.6. CONCLUSION

Les efforts servant à dimensionner les refends (ferrailages vertical et horizontal ont été déterminés de deux manières bien distinctes:

- par la méthode statique équivalente,
- et par la méthode modale spectrale.

Et comme prévu, les résultats obtenus par la méthode spectrale sont plus faibles que ceux de la méthode statique équivalente.

CHAPITRE VI

ETUDE DES FONDATIONS



CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

6.1. INTRODUCTION

Les fondations sont les parties d'ouvrage chargées de transmettre au sol, les charges de la superstructure. Cette transmission se fait, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux, par exemple).

La mission des fondations consiste à :

- reprendre les charges et surcharges supportées par la structure,
- et transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le report et la répartition des charges à un niveau convenable du sol, eu égard à sa nature et à ses caractéristiques mécaniques, posent à l'étude des fondations trois préoccupations essentielles :

- 1) l'implantation des fondations liée aux notions de nature des sols, de constructions voisines, d'affouillements et d'érosion dus à l'eau, de défauts cachés du terrain, d'ouvrages existants en sous-sol, mais aussi d'un point de vue générale, liée au type de construction et à la disposition des éléments qui servent de point d'appui,
- 2) la résistance du sol sur lequel sont reportées les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures,
- 3) le tassement et déformation du sol qui doivent rester dans les limites acceptables, évitant à la construction des désordres gênant à son exploitation et à des dommages compromettant sa stabilité.

Ces considérations doivent être indépendamment remplies et conduisent à des titres divers avant l'exécution des travaux, à prendre des précautions pour que les fondations aient les qualités requises. Selon la nature des sols et l'importance du problème à résoudre, l'étude nécessite la mise en œuvre de travaux préliminaires de déterminer le type et les caractéristiques des fondations.

Le dimensionnement et le ferrailage des semelles se font selon le code parasismique algérien en prenant en compte les combinaisons suivantes :

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

6.2. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES DE FONDATION

Le rapport d'étude du sol fournit les données suivantes :

- taux de travail = 2 bars
- profondeur d'ancrage = 4 m

6.2.1. Calcul des fondations

Pour le calcul des fondations, l'effort normal provenant de la superstructure est considéré appliqué au centre de gravité de celles-ci.

Pour ce faire, il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

avec,

σ_{sol} = taux de travail du sol

S = surface de la fondation

N = effort normal appliqué à la fondation = N_1 (superstructure) + N_2 (sous sol).

$$N = 992.48 + 470.74 = 1462.95 \text{ kN}$$

6.2.2. Choix du type de fondation

La conception du bâtiment nécessite des semelles filantes mais à condition que, de par leur dimensions, il n'y a pas de chevauchement. Si cette condition n'est pas vérifiée, dans ce cas il faut penser à un autre type de fondation. Pour le bâtiment étudié, la meilleure solution serait un radier général pour limiter au maximum les tassement différentiels.

A propos des semelles filantes, il faut faire la vérification suivante:

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\% \dots\dots\dots [7]$$

S_s = section des semelles filantes

S_b = section du bâtiment

Si cette condition n'est pas vérifiée, la solution serait un radier général.

6.2.2.1. Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante représente la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne. il faut vérifier que:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$$

où,

$N = \sum N_i$ correspondant à chaque file de poteaux

N_i = effort normal provenant du poteau i

$S_s = B \times L$ (section des semelles filantes)

B = largeur de la semelle

L = longueur de la file considérée

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

La surface totale des semelles est donné par:

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant.

Files	N(kN)	$S_s(m^2)$	L(m)	B(m)	$B^{choisie}(m)$
1	10898.49	54.49	24.35	2.23	2.50
2	17138.45	85.69	24.40	3.51	4.00
3	16144.09	80.72	24.54	3.28	3.50

Tableau 6.1 : Sections des semelles filantes

6.2.2.2. Vérification

Il faut vérifier que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50 \%$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{220.9}{298.44} = 74\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment. Ce surplus va entraîner un chevauchement des semelles.

Pour y remédier, il faut opter pour un autre type de semelle. Compte tenu de la conception du bâtiment (structure mixte), un radier général semble être le plus approprié pour les raisons suivantes:

- l'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure,
- la réduction des tassements différentiels,
- et la facilité d'exécution.

Remarque : le calcul du radier général se fera à la page 84.

6.3. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

6.3.1. Conditions minimales réglementaires [10]

Selon le code parasismique en vigueur en Algérie, les conditions minimales que doivent satisfaire les voiles périphériques sont :

- choisir une épaisseur e telle que: épaisseur..... $e \geq 15$ cm
- disposer deux nappes d'armatures symétriques
- prendre un pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales égal à 0,1%
- renforcer les angles par un recouvrement égal à 40Φ

Les dimensions retenues pour le voile périphérique du bâtiment analysé sont:

- épaisseur..... $e = 20$ cm
- hauteur..... $h = 3,69$ m

6.3.2. Modélisation et calcul du voile périphérique

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis, soumise à la poussée des terres, et travaillant en flexion simple.

6.3.2.1. Sollicitations de calcul

Les voiles sont soumis à la pression des terres. Cette pression est une charge triangulaire répartie le long de voile. Par hypothèse, ce dernier est considéré encastré parfaitement au niveau du massif des fondations.

Le schéma statique du voile périphérique est représenté par la figure 6.1.

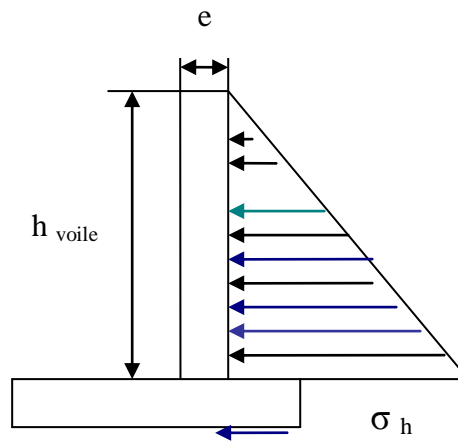


Figure 6.1 : Schéma statique du voile périphérique

Les voiles périphériques sont considérés sollicités en flexion simple. Le moment maximum est donné par la formule empirique suivant :

$$M_{\max} = \frac{2.P.h}{9\sqrt{3}}$$

$$P = \gamma_d . h \text{tg}^2 \left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right) = 18.5 \times 3.69 \times \text{tg}^2 (45 - 10) = 33.47 \text{ kN} .$$

où,

γ_d = poids spécifique du remblai = 18.5 kN/m³

ϕ = angle de frottement interne du remblai = 20°

$$M_{\max} = \frac{2 \times 33.47 \times 3.69}{9 \times \sqrt{3}} = 15.84 \text{ kN} . \text{m} .$$

6.3.2.2. Calcul de ferrailage vertical

Le calcul se fait pour une section de dimensions (100 x 20 cm²) soumise à la flexion simple et en considérant la fissuration comme préjudiciable.

Le tableau suivant donne le ferrailage vertical obtenu pour les voiles périphériques.

	M [kN.m/ml]	A _s [cm ²]		A _{s min} [cm ²]		A _{s adopté}	Espacement S _t (cm)
		Sup	Inf	RPA	C.N.F		
Voile	15.84	0	3.12	2	2.17	7φ8	14

Tableau 6.2: Ferrailage vertical des voiles périphériques

6.3.2.3. Ferrailage horizontal

Le voile périphérique est calculé comme une dalle continue s'appuyant sur les poteaux. Pour les calculs, seule est prise en compte la portée maximale, c'est-à-dire, L = 6.05m.

Le schéma statique pour le ferrailage horizontal des voiles périphériques est représenté à la figure 6.2.

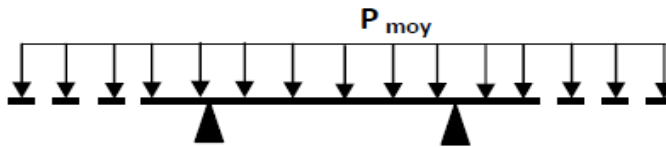


Figure. 6.2 : Schéma statique pour le ferrailage horizontal

6.3.2.4. Sollicitations de calcul [2]

Les sollicitations de calcul sont données par :

- $P_{moy} = (P_{max} + P_{min}) / 2$
- $M_0 = P_{moy} l^2 / 8$

Le diagramme des moments est comme suit:

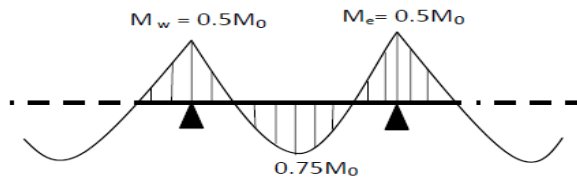


Figure 6.3 : Diagramme des moments fléchissant

Les moments sont:

- moment en travée..... $M_t = 0.75M_0$
- moment en appui..... $M_a = 0.5M_0$

Ce qui donne:

- $P_{moy} = (33.47+0)/2 = 16.735\text{kN}$
- $M_0 = (16.735 \times 6.05^2) / 8 = 76.56\text{kNm}$

D'où,

- $M_t = 0.75M_0 = 57.42 \text{ kNm}$
- $M_a = 0.5M_0 = 38.28 \text{ kNm}$

6.3.2.5. Calcul des ferrailages

La section transversale de calcul est $(100 \times 20) \text{ cm}^2$. La fissuration est considérée comme préjudiciable. Le tableau (6.17) donne les résultats de calcul des ferrailages horizontaux.

	Section	M [kN.m/ml]	As [cm ²]	As min [cm ²]		As adopté
				RPA	C.N.F	
Voile	Travée	57.42	6.84	2	2.17	7φ12
	Appui	38.28	4.5	2	2.17	6φ10

Tableau 6.3 : Ferrailage horizontal des voiles périphériques

6.4. RADIER GENERAL

6.4.1. Introduction

Le radier choisi est muni de nervures reliant les différents poteaux, et est calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme représentant la pression maximale du sol engendrée par le poids du bâtiment.

L'effort normal supporté par le radier représente la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

La disposition des nervures est donnée par la figure 6.4.

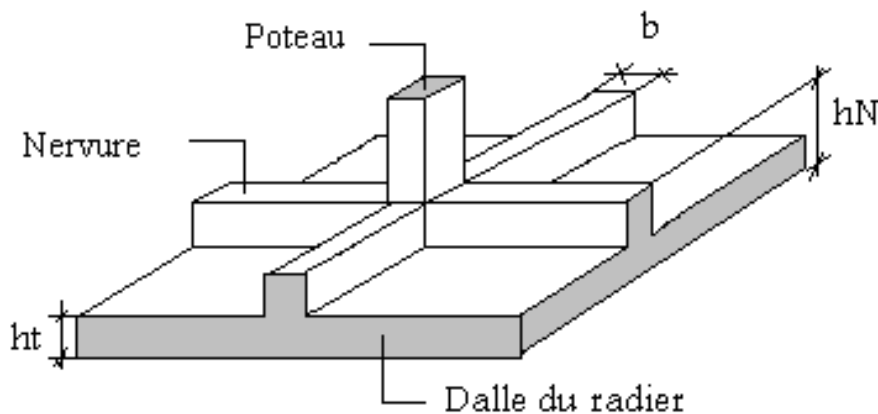


Figure 6.4 : Disposition des nervures

6.4.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier, il faut que:

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}} \longrightarrow \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Pour:

$$\begin{cases} N = 31168,79 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

Il vient:

$$S_{\text{nécessaire}} = 155,84 < S_b = 298,44 \text{ m}^2$$

où,

S_b = surface du bâtiment

La surface retenue pour le radier est égale à $298,44 \text{ m}^2$

6.4.3. Prédimensionnement de radier

L'épaisseur du radier est fixée en tenant compte des conditions suivantes.

6.4.3.1. Condition de cisaillement

La contrainte de cisaillement pour une bande de largeur $b = 1\text{m}$ et une épaisseur d doit vérifier :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$T_{\max} = \frac{N}{S} \times \frac{l_{\max}}{2}$$

L'effort normale maximal revenant au radier est:

$$N = 31168.79 \text{ kN}$$

La surface totale du radier est:

$$S = 298.44\text{m}^2$$

La plus grande portée entre nus d'appui est:

$$l_{\max} = 3.5\text{m}$$

D'où:

$$T_{\max} = \frac{31168.79}{298.44} \times \frac{3.5}{2} = 182.76\text{kN} / \text{m}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \times \tau_b} = 0.146\text{m}$$

L'épaisseur du radier, pour cette condition, est:

$$h = \frac{d}{0.9} = 0.16\text{m}$$

6.4.3.2. Condition de déformation [5]

La condition de déformation est:

$$h \geq \frac{l_{\max}}{10} = 0.35\text{m}$$

Soit,

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

$$d' = 5\text{cm} = \text{enrobage}$$

6.4.3.3. Condition de rigidité

Pour un radier rigide, avec une répartition des contraintes linéaires, il faut vérifier:

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4.E.I}{K.b}} \Rightarrow h \geq 3 \sqrt{\frac{3.K}{E} \left(\frac{2.L_{\max}}{\pi} \right)^4}$$

où,

$L = 3.5 \text{ m}$ = entre axe des poteaux

L_e = longueur élastique

$E = E = 32164,2 \text{ MN/m}^2$ = module d'élasticité du béton

I = moment d'inertie de la section

K = coefficient de raideur du sol = 40 MN/m^3 (sol moyen)

b = largeur de la bande égale = 1m

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{32164.2} \left(\frac{2 \times 3.5}{3.14} \right)^4} = 0.451 \text{ m.}$$

Pour rigidifier le radier, la disposition des nervures est indispensable.

6.4.3.4. Choix de l'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier retenue est:

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

Pour les nervures:

$$h = 70 \text{ cm}$$

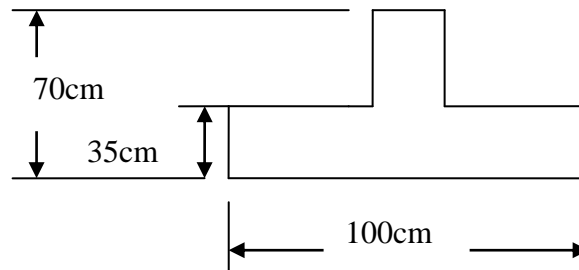


Figure 6.5: Dimensions du radier

6.4.3.5. Largeur de la nervure

La condition sur le coffrage est:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm}$$

Par conséquent, la largeur, suivant les deux sens, est:

$$b = 35 \text{ cm}$$

Les dimensions retenues sont donc:

$$h_n = 70 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

6.4.4. Caractéristiques géométriques de radier

- Coordonnées du centre de gravité

$$x_G = 13.56 \text{ m}$$

$$y_G = 5.86 \text{ m}$$

- Moments d'inertie

$$I_{xx} = 18593.38 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 2284.06 \text{ m}^4$$

6.4.5. Vérifications nécessaires

Les différentes vérifications spécifiques aux radiers sont:

6.4.5.1. Vérification au poinçonnement

Lorsque les dimensions de la surface d'impact d'une force localisée sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

L'impact de la charge localisée sur la dalle est schématisé ci-dessous.

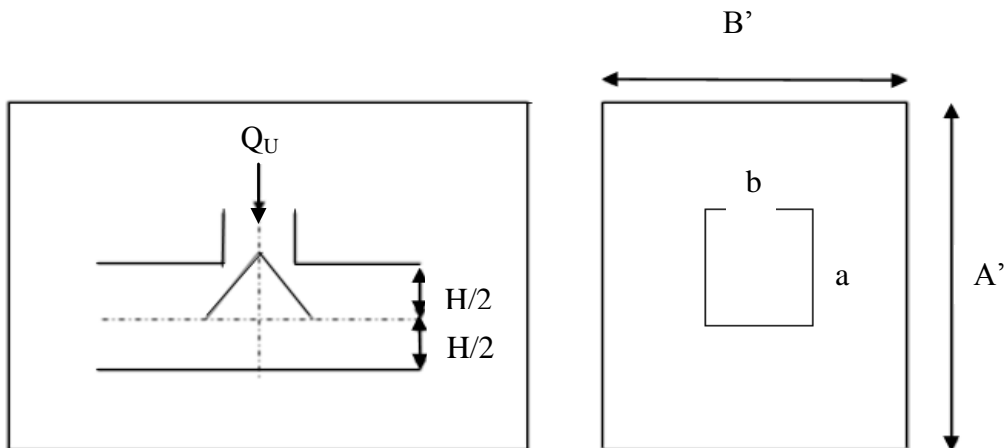


Figure 6.6 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée

Selon le règlement de béton armé CBA 93, il faut vérifier la condition suivante [6]:

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec :

$N_u = 1462,95 \text{ kN}$ = effort normal du poteau le plus sollicité

μ_c = périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$a, b = 50 \times 50 \text{ cm}^2$ = dimensions du poteau du sous sol

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité

h = hauteur de radier

$$\mu_c = 2 [(a + b) + 2h] = 2 [(50 + 50) + 2 \times 70] = 480 \text{ cm}$$

Soit:

$$Q_u = 0.045 \times 4800 \times 700 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 2520 \text{ KN} .$$

$$N_u = 1462,95 \text{ kN} < Q_u = 2520 \text{ KN} .$$

La condition de non poinçonnement est donc vérifiée.

Les caractéristiques du voile le plus sollicité sont:

$$P_u = 102610.44 \text{ kN}$$

$$\mu_x = 2 (L + b + 2 \times h_{\text{radier}}) L$$

$$b = 2(4.73 + 0.2 + 2 \times 0.7) = 12.26 \text{ m}$$

$$Q_u = 0.045 \times 12260 \times 700 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 6436.5 \text{ KN} .$$

Pour un effort normal d'une bande de un mètre linéaire (1ml) on a:

$$N_u/ml = 19236.44 / 4.73$$

$$N_u/ml = 4066.90 \text{ kN/ml}$$

$$N_u/ml \leq Q_u = 6436.5 \text{ kN} \longrightarrow \text{Vérifiée} \longrightarrow \text{pas de poinçonnement}$$

6.4.5.2. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le code parasismique algérien, il faut vérifier que :

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

- Suivant x-x

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{38848,43}{21201,87} = 1,83m < \frac{11,75}{4} = 2,93m \longrightarrow \text{Vérifié}$$

- Suivant y-y

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{49248,89}{21201,87} = 2,32m < \frac{24,35}{4} = 6,08m \longrightarrow \text{Vérifié}$$

6.4.5.3. Vérification au cisaillement

Pour la vérification au cisaillement, il faut:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

où;

$$b = 1 \text{m}$$

$$N_u = N_u (\text{superstructure}) + N_u (\text{sous sols})$$

Et on obtient:

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{31442,24}{298,44} \times \frac{3,5}{2} \times 1 = 184,37 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{184,37}{1 \times 0,9 \times 700} = 0,29 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

6.4.5.4 Calcul des contraintes

Le taux de travail du sol est égal à:

$$\sigma_{\text{sol}} = 2,0 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

- à l'état limite de service

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{31442,24}{298,44} = 105,35 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- à l'état limite ultime

$$\sigma_{\text{ser}} = 105,35 \text{ kN} / \text{m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Par ailleurs, il faut vérifier les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

La répartition des contraintes sous le radier est donnée par la figure suivante:

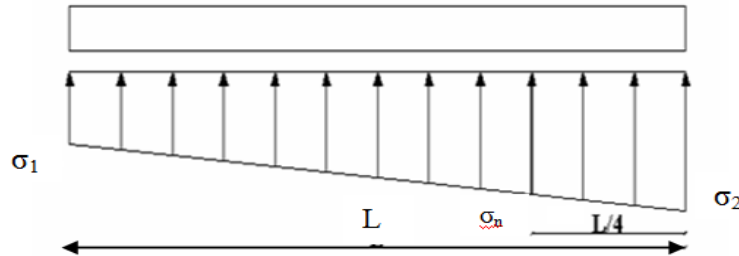


Figure 6.7 : Contraintes sous le radier

Il faut vérifier que:

- σ_1 ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$
- σ_2 reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier
- $N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous sols)

$$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol} \quad [1]$$

Les efforts sont à l'état limite ultime:

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 31442.24 \text{ kN}$$

$$M_x = 38848.43 \text{ KNm}$$

$$M_y = 49248.89 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats des vérifications effectuées à l'état limite ultime.

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	133.68	77.02	195.51
Sens y-y	231.7	21	179.02
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Tableau 6.4 : Contraintes sous le radier à l'état limite ultime

A l'état limite de service, les efforts sont:

$$N_{ser} = 26201.87 \text{ kN}$$

M = moment de renversement

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats des vérifications des contraintes à l'état limite de service:

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	116.12	59.46	101.95
Sens y-y	214.35	38.35	170.35
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Tableau 6.5 : Vérification des contraintes à l'état limite de service

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux directions, donc pas de risque de soulèvement.

Les sollicitations les plus défavorables sont:

- à l'état limite ultime

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 195.51 \text{ kN/m}^2$$

- à l'état limite de service

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 170.35 \text{ kN/m}^2$$

6.4.5.5. Vérification à la poussée hydrostatique [5]

Pour que le bâtiment résiste à la sous-pressions, l'effort normal N_G (G sans surcharge) doit vérifier l'inégalité suivante:

$$N_G \geq F_S \times H \times S \times \gamma_w$$

Avec :

$F_S = 1,5$: coefficient de sécurité.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ = poids volumique de l'eau

$S =$ surface du radier = 298.44 m^2

$H =$ hauteur d'encrage = 3.69 m

$$F_S \times H \times S \times \gamma_w = 1,5 \times 3.69 \times 298.44 \times 0.01 = 16.51 \text{ MN} < N_G = 31.44 \text{ MN} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

Remarque

Afin de diminuer la pression hydrostatique, on prévoit de couler sur place du béton de propreté dosé à 150Kg de ciment par m^3 de gros béton, sur une hauteur de 10cm sur toute la surface de la fondation du bâtiment.

6.4.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

6.4.6.1. Ferrailage de la dalle du radier

1. Détermination des efforts

**Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où l'on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Pour le panneau de rive:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M$

$$M_{ty}=0,85M_y$$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

Pour le panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$

$$M_{ty}=0,75M_y$$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

**Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

Avec:

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

2. Valeur de la pression sous radier

A l'état limite ultime:

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 195,51kN / m$$

A l'état limite de service:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 170,35kN / m$$

3. Moments en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité ($v=0$)

Le rapport des dimensions du panneau est:

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{3,5}{6,05} = 0,58 < 1,00 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$$

$$\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$$

Les résultats des moments aux états de service et ultime sont regroupés dans le tableau suivant:

Panneau le plus sollicité		L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	ELU	3.5	6.05	0.578	0.085	0.267	195.51	203.57	152.67	52.2	39.15	101.78
	ELS $v=0,2$	3.5	6.05	0.578	0.085	0.267	170.35	177.37	133.03	45.48	34.11	88.68

Tableau 6.7 : Calcul des moments.

4. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont:

- $f_{c28}=25\text{MPa}$
- $f_{t28}=2,1\text{MPa}$
- $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- $f_c=400\text{MPa}$
- $\sigma_s=348\text{MPa}$
- $b=100\text{cm}$
- $h=35\text{cm}$
- $d=0,9h = 31,5 \text{ cm}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau 6.8.

	<i>Sens</i>	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	<i>Choix</i>	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	<i>x-x</i>	152.67	14.81	8T16	16.09	10
	<i>y-y</i>	39.15	3.63	4T12	4.52	15
Appui	<i>x-x</i>	101.78	9.66	5T16	10.56	15
	<i>y-y</i>					

Tableau 6.8 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier

5. Espacement

L'espacement est tel que:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(105\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- Sens x-x

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < 33\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$$

- Sens y-y

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < 33\text{cm} \longrightarrow S_t = 15\text{cm}$$

6. Vérifications nécessaires

Les vérifications portent sur:

- Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,8\text{cm}^2 < 4,52\text{cm}^2$$

7. Vérification des contraintes à l'état limite de service

La vérification des contraintes à l'état limite de service n'est pas vérifiée, il va falloir donc augmenter les sections de ferrailages.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	133.03	28,29	9HA20	8,8	15	197,8	201,63	OK
	y-y	34.11	6.75	6HA12	3.8	15	198,9	201,63	OK
Appuis	x-x	88.68	18,1	9HA16	6,8	15	201,2	201,63	OK
	y-y								

Tableau 6.9 : Vérification des contraintes

6.4.6.2. Ferrailage des nervures

Les nervures sont des sections en T inversé, ferrillées à la flexion simple. Pour l'étude des nervures du radier, on a utilisé la méthode forfaitaire, pareille à pour une poutre continue.

Pour tenir compte des moments de continuités, les coefficients utilisés sont ceux donnés par le BAEL [2].

Les moments doivent vérifier les conditions suivantes :

- Pour les moments en travées

$$Mt + \frac{Mw + Me}{2} \geq \text{Max} \{ (1+0.3\alpha) M0 \}; 1.05M0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour une travée de rive.}$$

Tel que :

$$\alpha = \frac{q}{q+g} \quad \text{et, } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

M_t = moment en travée

$M_{e,w}$ = moments sur appuis

- Répartition des charges

Les charges réparties sur les nervures sont triangulaires ou trapézoïdales. Elles sont définies comme pour chaque cas, comme ci-dessous:

i. Charges triangulaires

$$P_1 = \frac{q \cdot L_{x1}}{3}$$

ii. Charge trapézoïdale

$$P_2 = q \cdot \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{Lx}{2} : \alpha = l_x / l_y$$

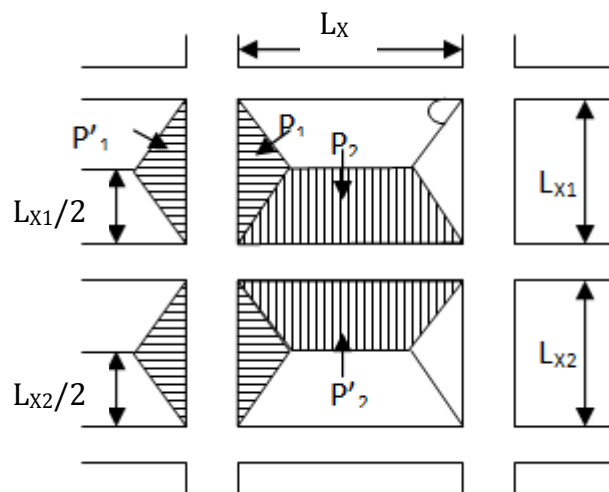


Figure 6.8 : Schéma de répartition de charge.

q = charge répartie par m^2 de dalle due aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation
 $q = 195.51 \text{ kN/m}$

6.4.6.3. Calcul des sollicitations (sens x-x)

La poutre la plus chargée est la poutre intermédiaire. Elle comporte 7 travées de portées égales de 3.5m. La charge répartie uniforme est équivalente à la charge triangulaire appliquée, elle est donnée

$$\text{par : } q_u^M \times \frac{l}{2} = 0.195 \times \frac{3.5}{2} = 0.227 \text{ MN / ml}$$

$$M_0 = q_u^M \times \frac{l^2}{8} = 0.298 \text{ MN .m}$$

Les moments maximaux obtenus sont :

$$\begin{cases} M_{app} = 0.5M_0 = 0.144 \text{ MN .m} \\ M_t = 0.687M_0 = 0.205 \text{ MN .m} \end{cases}$$

6.4.6.4. Ferrailage en appuis

La section sur appuis est rectangulaire de dimensions (35x70), elle est sollicitée par un moment de flexion $M_{app} = 0.144 \text{ MNm}$.

L'enrobage est $d' = 5 \text{ cm}$

Donc :

$$A_{app} = 6.66 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6\phi 12$$

6.4.6.5. Ferrailage en travée

La section en travée est une section en T représentée par la figure 7.4, elle est sollicitée par un moment de flexion $M_t = 0.205 \text{ MNm}$.

Ses dimensions sont:

$$b_0 = 0.35 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.35 \text{ m}$$

$$h = 0.7 \text{ m}$$

Donc :

$$A_t = 9.54 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6\phi 12 + 2\phi 14$$

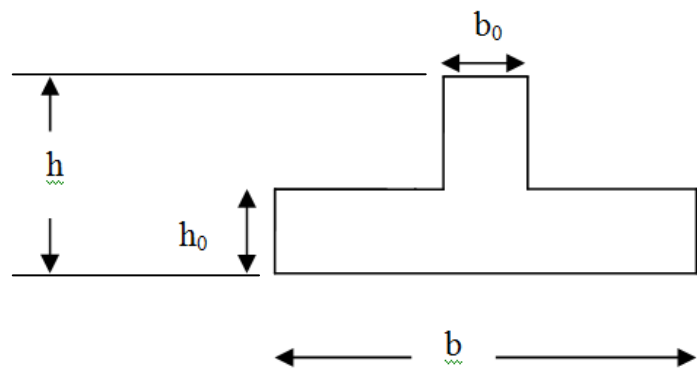


Figure 6.9: Forme de la nervure du radier

6.4.6.6. Armatures transversales

Par la méthode forfaitaire, on a:

$$T_{\max} = 1.1 \times T_0 = 1.1 \times q_u^v \times l/2$$

Avec :

$$q_u^v = q_u \times (1/4) = 0.048 \text{ MN/ml}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = 0.0264 \text{ MN} \text{ donc : } \tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = 0.119 \text{ MPa} < \bar{\tau}$$

L'espace minimal est donnée par :

$$S = \min\{20 \text{ cm}, 15 \phi_1\}$$

Nous utiliserons des doubles cadres $\phi 8$ avec un espacement 15cm.

6.4.6.7. Calcul des sollicitations (sens y-y)

La poutre la plus chargée est celle intermédiaire et comportant 2 travées de portées égales de 4.7m et 6.05m. la charge répartie uniforme équivalente à la charge trapézoïdale appliquée est donnée par :

$$M_0 = q_u^M \times \frac{l^2}{8} = 0.2 \times \frac{4.7^2}{8} = 0.55 \text{ MN.m}$$

Les moments maximaux obtenus sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{app} = 0.5 M_0 = 0.27 \text{ MN.m} \\ M_t = 0.687 M_0 = 0.37 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

6.4.6.8. Ferrailage en appuis

La section en appuis est rectangulaire de dimensions (35x70), elle est sollicité par un moment de flexion $M_{app} = 0.27 \text{ MN.m}$. L'enrobage est $d' = 5 \text{ cm}$.

Donc : $A_{app} = 12.10 \text{ cm}^2$. Nous prenons 6 $\phi 16$.

6.4.6.9. Ferrailage en travée

La section en travée est celle en T montrée dans la figure 7-4 sollicité par un moment de flexion $M_t = 0.37 \text{ MN.m}$

$b_0 = 0.35 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $h_0 = 0.35 \text{ m}$; $h = 0.7 \text{ m}$.

Donc : $A_t = 16.05 \text{ cm}^2$. Nous prenons 3 $\phi 16 + 7 \phi 14$.

6.4.6.10. Armatures transversales

Par la méthode forfaitaire $T_{\max} = 1.1 \times T_0 = 1.1 \times q_u^v \times l/2$

Avec : $q_u^v = q_u \times (1/4) = 0.051 \text{ MN/ml}$.

$$\bar{\tau} = \min (0.1f_{c28}, 3MPa) = 2.5MPa$$

$$T_{\max} = 0.0275MN \text{ donc : } \tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = 0.124MPa < \bar{\tau}$$

L'espace minimal est donné par [10] :

$$S = \min \{20cm, 15\phi_1\}$$

Nous utiliserons des doubles cadres $\phi 8$ avec un espacement 20cm.

CONCLUSION GENERALE

*Il n'y a pas une structure meilleure mais différentes structures
qui sont les meilleures dans différentes conditions.*

John Woodward

CONCLUSION GENERALE

Les conclusions auxquelles a abouti cette modeste étude, se résument en six points, et qui sont:

1. A l'heure actuelle, 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 dimensionnement des structures.
2. L'analyse tridimensionnelle d'une structure régulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le logiciel ETABS.
3. La connaissance du comportement dynamique d'une structure soumise à des sollicitations sismiques, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.
4. Il est incontestable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet, des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de stabilisation lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.
5. S'agissant des semelles de fondation, la solution radier général, s'est imposée dans le cas du bâtiment analysé, son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes.
6. Une disposition adéquate des refends doit satisfaire à la condition de rigidité latérale mais aussi le ferrailage optimal de ces derniers.

Cette étude nous a permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Cependant,, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Annexe 1

COMPOSITION DE BETON

EXEMPLE DE COMPOSITION D'UN BETON

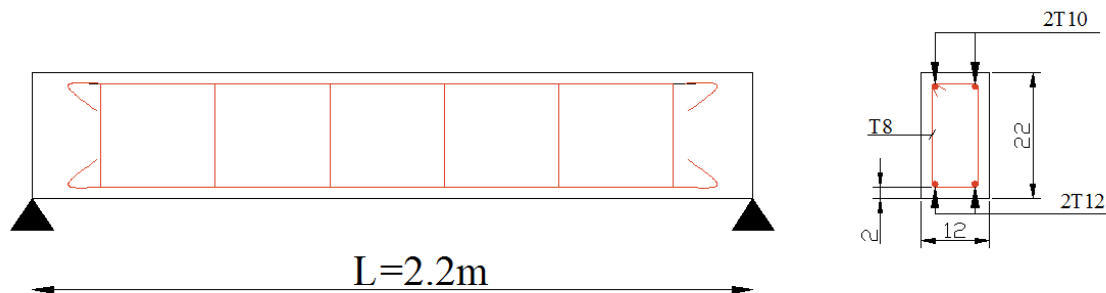
La composition du béton utilisé est faite à partir de la méthode de Faury. Elle a été réalisée par les étudiants de quatrième année de génie civil dans le cadre des travaux pratiques de béton armé.

Le but d'une composition de béton est d'aboutir à définir le mélange optimal de granulats, de ciment et d'eau afin de réaliser un béton dont les qualités sont celles recherchées.

Il y a lieu de souligner que quelque soit la méthode utilisée, celle-ci ne relève pas d'une science exacte et ne peut, à ce titre, déterminer à elle seule les différents dosages de manière absolue. C'est pourquoi une étude théorique ne conduit qu'à une approche du problème. La solution définitive n'est obtenue qu'après avoir réalisé quelques essais (essais sur béton frais et béton durci).

Données de l'essai

Les dimensions de la plus petite pièce à bétonner sont:



Vérification du diamètre maximal (D_{max}) des granulats

$$r : \text{rayon de ferrailage } (a = 8\text{cm}; b = 15\text{cm}) ; r = \frac{ab}{2(a+b)} \rightarrow r = 26\text{mm};$$

R : rayon moyen du moule :

$$R = \frac{V}{S} = \frac{2cbL}{2(2cb + 2cL + \pi\phi_L) + bL} = \frac{10560\text{cm}^3}{6154,7\text{cm}^2} = 1,715\text{cm} \rightarrow R = 17,15\text{cm}$$

Les granulats utilisés sont concassés :

$$D_{max} = \text{Min}\{0,8e; 0,7c; 1,6r; h_m; R\}, \quad e = 8\text{cm}; h_m = 12\text{cm}$$

D'après le tableau-1, le diamètre maximal des granulats est $D_{max} = 14\text{mm}$
 \rightarrow granulats 5/15

D'après la courbe granulométrique de référence, on obtient:

- Pourcentage en volume absolue de sable+ciment : $x = 44\%$
- Pourcentage en volume absolue de gravillons : $y - x = 16\%$
- Pourcentage en volume absolue de gravier : $100 - y = 40\%$

Quantité d'eau de gâchage E

Elle est donnée par l'inégalité suivante :

$$1,2I \leq E \leq 1,3I \rightarrow E = 1,25I$$

Le volume des vides est:

$$I_{(m^3)} = \frac{k}{\sqrt[5]{D_{max}}} + \frac{k'}{\frac{R}{D_{max}} - 0,75}$$

Pour un béton plastique..... $k' = 0,003$

D'après le tableau-2 et les données de l'essai:

$$k = \frac{0,3+0,355}{2} = 0,317$$

D'où

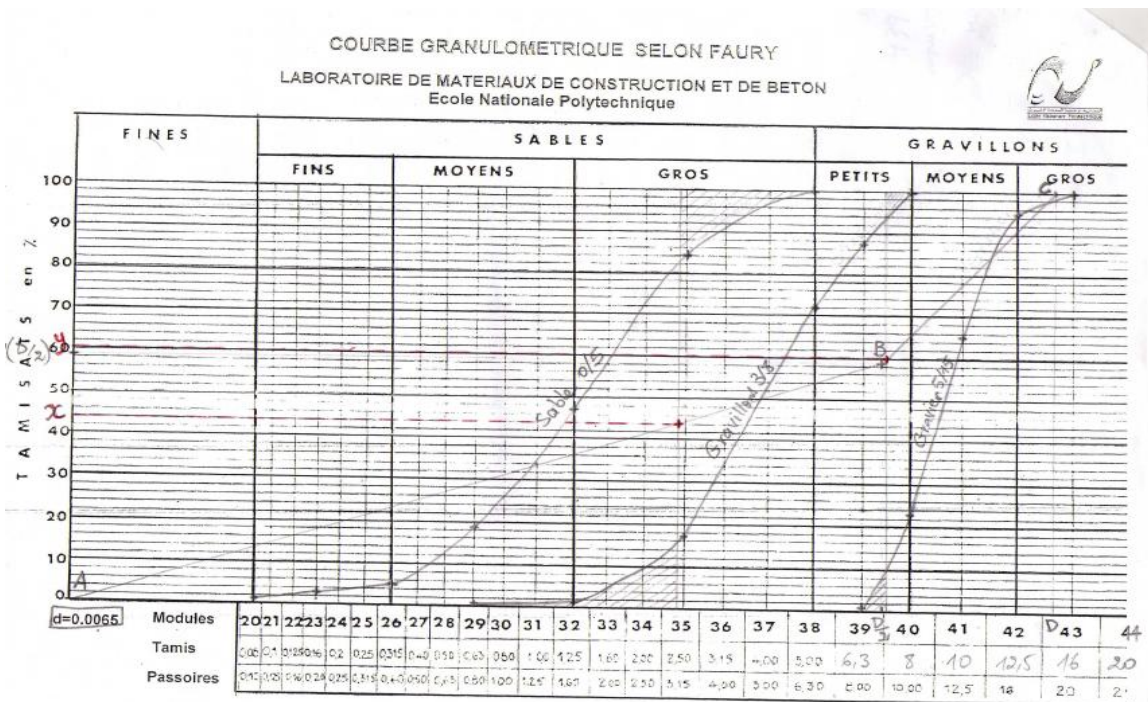
$$I_{(m^3)} = 0,1933 \dots \dots \dots E = 241,67l$$

Composition pondérale des constituants solides pour un mètre cube de béton

- Ciment : $V_c = \frac{c}{\rho_c} = \frac{350}{2,65 \times 10^3} = 0,132m^3$
- Sable : $V_s = \frac{x}{100} (1 - E) - V_c = 0,202m^3$
- $\rightarrow P_s = \rho_s \times V_s = 2,67 \cdot 10^3 kg/m^3 \times 0,202m^3 = 539,3kg$
- Gravillons : $V_g = \frac{y-x}{100} (1 - E) = 0,121m^3$
- $\rightarrow P_g = \rho_g \times V_g = 2,64 \cdot 10^3 kg/m^3 \times 0,121m^3 = 319,4kg$
- Gravier : $V_G = \frac{100-y}{100} (1 - E) = 0,303m^3$
- $\rightarrow P_G = \rho_G \times V_G = 2,66 \cdot 10^3 kg/m^3 \times 0,303m^3 = 806kg$

Vérification

- G/S = 1,49; or $1,8 \leq G/S \leq 2,2$ sable pauvre en éléments finis
- C/E = 1,82; or $1,5 \leq C/E \leq 2$ cas d'un béton courant



Annexe 2

RAPPORT D'ETUDE DU SOL

RAPPORT D'ETUDE DU SOL

Situation et topographie du terrain

Le site étudié se trouve dans la commune Télémly, wilaya d'Alger. Il est limité par:

- une route goudronnée au nord,
- une habitation au sud,
- une route à l'ouest,
- des sites présentant une topographie plus ou moins plane avec une dénivelée d'environ un mètre par endroits.

Nature de l'ouvrage

Le projet consiste en la réalisation d'un hôtel en R+5+sous sol.

Sismicité

Du point de vue sismique, la région d'Alger est classée dans la zone de forte sismicité (zone III) d'après le zonage sismique de l'Algérie et selon le RPA99/version 2003.

Aperçu géologique local

La région d'Alger appartient au domaine tellien de l'Algérie du nord.

De point de vue litho stratigraphique, elle est constituée par:

- des terrains métamorphiques primaires, schistes, gneiss, marbres,
- la couverture sédimentaire tertiaire et quaternaire :
 - terrains tertiaires avec comme principales formations les marnes du plaisancien de la molasse astienne.
 - terrains quaternaires constitués en grande partie par des dépôts détritiques, sable, grès, dunes grésifiées, alluvions et éboulis.

Le quaternaire repose en discordance sur les terrains primaires et tertiaires.

D'après la carte géologique de Chéragas, le site d'étude est constitué par des gneiss, souvent constitués de quartz, de feldspaths.

Programme d'investigation géotechnique

Le programme d'investigation géotechnique a consisté en la réalisation de :

- essais de pénétration dynamique,
- sondages carottés,
- et analyses chimiques du sol.

Essais de pénétration dynamique

Cinq (05) essais au pénétromètre dynamique lourd type Borro ont été réalisés sur site de façon à couvrir toute la superficie étudiée.

Principe de l'essai de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol un train de tiges précédé d'une pointe, et de compter le nombre de coups de mouton correspondant à un enfoncement de 20cm. Ce nombre sera introduit dans une formule dite « des Hollandais » pour avoir la résistance dynamique du sol en fonction de la profondeur.

L'analyse des profils obtenus nous permettra de définir le niveau d'assise le plus favorable pour les fondations, et la contrainte admissible du sol ainsi que de localiser des horizons éventuels de faibles résistances.

Résultats des essais

L'analyse des pénétrogrammes, montre que le sol présente une bonne résistance dynamique en pointe avec un refus prématuré enregistré à 0.6m de profondeur pour la majorité des essais.

Sondage carotté

Deux sondages carottés de 12m de profondeur chacun ont été réalisés sur site conformément au plan d'implantation joint en annexe. Ces sondages ont été réalisés dans le but de définir la nature lithologique des couches constituant le terrain et de déterminer leurs épaisseurs.

L'analyse des coupes lithologiques montre que le terrain est constitué par des gneiss sur toute la profondeur d'investigation (12m de profondeur).



Photo de caisse de sondage N° 01

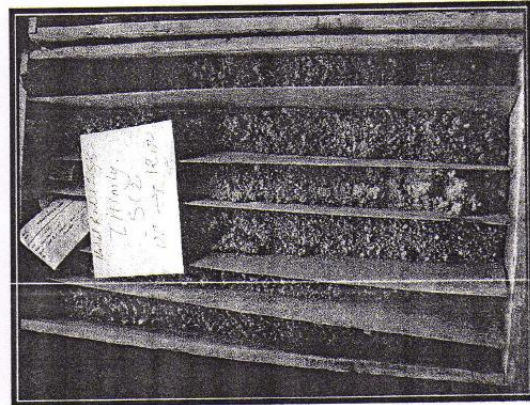


Photo de caisse de sondage N° 02

Analyse chimique du sol

Les analyses chimiques effectuées sur (04) échantillons de sol prélevés dans les deux sondages réalisés, révèlent une agressivité nulle, vis-à-vis du béton, selon la norme NF P. 18-011 du 06/92.

Calcul de fondation

Contrainte admissible du sol

D'après le document technique réglementaire (DTR-BC 2.331), la contrainte admissible du sol (q_u), déduite des essais de pénétration dynamique, est égale à :

$$q_u = \gamma D + \frac{(q_u - \gamma_d)}{F}$$

q_u : contrainte ultime $q_u = q.d/5\text{à}7$;

q_d : résistance dynamique minimale moyenne du sol ;

$F \geq 3$: facteur de sécurité ;

γ : poids volumique apparent du sol humide ;

D : ancrage des fondations

D'où,

$$q_{adm} = 2\text{bars} \dots \dots \dots \text{Ancrage} = 4.0\text{m}$$

Conclusion et recommandations

Conclusion

L'analyse des données et des résultats obtenus dans le cadre de l'étude géotechnique du site réservé au projet d'un hôtel en R+5+sous sol « Alger centre », permet de mettre en évidence les caractéristiques suivantes :

- Le terrain est terrassé et il est constitué par des gneiss de couleur grisâtre.

- L'analyse chimique du sol de fondations révèle une agressivité nulle vis-à-vis de béton, selon la norme NFP 18011 DU 06/91.
- Les résultats obtenus à partir des essais de pénétration dynamique révèlent en général, une bonne résistance dynamique dès le premier mètre.
-

Recommandations

Les recommandations sont:

- Un drainage périphérique adéquat des eaux superficielles.
- Soutenir le talus issu des terrassements.

Toute fois, le site d'étude correspond à une zone de forte sismicité, il est impératif de respecter le RPA99/version 2003.

BIBLIOGRAPHIE

1. **[BAEL, 91]** : « Document technique unifié ». Jean Pierre Mouglin. Edition Eyrolles 2000.
2. **[BAEL, 91]** : « Document technique unifié ». J, Perchat. Edition Eyrolles 1998.
3. **[BAEL, 83]** : « Document technique unifié ». Le covec, J . Eyrolles. 1984
4. **[Béton armé]** : « Application de l'EUROCODE2 ». Nicot, R. Ellipses. 2001.
5. **[Calcul des ouvrages en béton armé]**. M. BELAZOUGUI. Office des Publications Universitaires. 1991
6. **[CBA, 93]** : « Document technique réglementaire ». Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé., Ministère de l'Habitat. 1994
7. **[Conception et calcul des structures de bâtiment tome1]**. H.Thonier.. Presses de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées. Paris 1999.
8. **[DTR B C 2 2]** : « Charges Permanentes et Charges d'Exploitation ». Centre national de recherche appliqué en Génie Parasismique. Office des Publications Universitaires. 2004
9. **[Formulaire de béton armé : volume 1]** : « éléments de calcul», Victor Davidovici. Le monteur ; 1995
10. **[RPA, 2003]** : « Règles parasismiques algériennes version 2003 ». Centre national de recherche appliqué en Génie Parasismique. Office des Publications Universitaires. 2004

Logiciels

Etabs V9.0.7, version démonstrative.

Auto CAD 2008.

Sap2000

SOCOTEC 1998