



République Algérienne Démocratique et Populaire
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil



المدرسة الوطنية العليا المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Supérieure Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

THEME

*Etude d'un bâtiment multifonctionnel
(R+13+s/sol) avec
établissement du planning des travaux*

Dirigé par :

M^{me}: A. Chikh

Présenté par :

M: Benbaizid Belkacem
M: Beldjazia Aissam

Promotion 2009/2010

ENP 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach162000 Alger. Algérie
Tel : 213 21 52 53 01/03 – Fax : 213 21 59 79/ 73

ملخص

في هذا العمل قمنا بدراسة عمارة ذات شكل غير منتظم, الواقعة في الجزائر العاصمة التي تصنف منطقة ذات نشاط زلزالي عالي, العمارة مكونة من ثلاثة عشر طابق وطابق أرضي وآخر تحت أرضي, إنشائها تم وفقا للمعايير المعمول بها بالجزائر (LEAB91, ABC93, APR99). الدراسة الدينامكية تمت بواسطة برنامج (SBATE), مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة و عارضات+جدران مسلحة).

كلمات مفتاحيه : الخرسانة المسلحة , الدراسة الدينامكية, أعمدة , عارضة , جدران مسلحة , دور الاهتزاز , برنامج,

هيكل مقوم.

RESUME

Le présent mémoire, porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière, situé dans la wilaya d'Alger constitué de **13** étages et d'un rez-de-chaussée et un sous sol, Sa conception est faite conformément au **BAEL91, CBA93** et **RPA99 version 2003**. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **ETABS**, Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan).

Le renforcement de la structure a été fait par des voiles de contreventement.

Le ferrailage de quelques éléments a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, alors que celui des autres éléments a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier général.

Mots clés : Béton armé, contreventement, voile, étude dynamique, Etabs, radier, poteaux, poutres, période de vibration.

ABSTRACT

The present project deals with the study of a irregular building located in Algiers, it was formed by thirteen level and one low level and one underground level, it was maked in accordance with **BAEL91, CBA93** and **RPA99 version 2003**. The three-dimensional seismic analysis was conducted by **ETABS** computer program, a diaphragm constraint was assigned to each floor.

The building was reinforced by concrete walls.

Some elements were calculated by software **SOCOTEC**, and others were calculated by hand.

The building foundation was maked by general raft.

Key words: Reinforced concrete, wind-bracing, veil, dynamic study, Etabs, Foundation raft, columns, beams, period of vibration.

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde et nos vifs remerciements:

Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A notre promotrice Mme chick aicha, pour sa disponibilité et l'aide précieuse qu'elle nous à offert pour l'élaboration de ce modeste travail.

A Mr Chick,h ,pour avoir accepter de nous guider sur le bon chemin de travail.

A tous les enseignants du département du génie civil.

Aux membres du jury, pour avoir accepté de juger notre travail.

Nous ne saurions oublier nos amis de la promotion 2010. Par leurs encouragements et le temps qu'ils nous ont consacré et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet.

Belkacem et Aissam

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre 1: Présentation du projet

1. Présentation du projet	3
2. Caractéristiques de la structure	4
2.1 Dimensions en élévation	4
2.2 Dimensions en plans	4
3. Données du site	8
4. Définition des éléments de l'ouvrage	8
▶ Ossature	8
▶ Plancher	8
▶ Escalier	9
▶ Maçonnerie	9
▶ Balcon	9
▶ Gaine d'ascenseur	9
▶ Garde-corps	9
5. Hypothèses de calcul	9
6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	9
6.1 Introduction	9
6.2 Le béton	9
6.2.1 Les matériaux composant le béton	9
▶ Ciment	10
▶ Granulats	10
▶ Sables	10
▶ Pierrailles	10
6.2.2 Dosage du béton	10
6.2.3 Résistances mécaniques du béton	10
6.2.3.1 Résistances à la compression	10
6.2.3.2 Résistances à la traction.....	11
6.2.3.3 Modules de déformation longitudinale	12
6.2.3.4 Coefficients de Poisson	12
6.2.3.5 Contraintes limites	13
6.2.3.5.1 Etat limite ultime	13
▶ Contrainte ultime de béton	13
▶ Contrainte ultime de cisaillement	14
6.3 L'acier	14
6.3.1 Caractéristiques mécaniques	15
6.3.2 Contrainte limite	15
6.3.2.1 Etat limite ultime	15
6.3.2.2 Etat limite de service	16

Chapitre 2: Prédimensionnement

1. Introduction	17
2. Prédimensionnement des planchers	17

TABLE DES MATIERES

2.1 Plancher à corps creux	17
2.2 Dalle pleine	18
▶ Condition de résistance	18
▶ Condition de résistance au feu	18
▶ Conclusion	19
3. Evaluation des charges	19
3.1 Plancher terrasse	19
3.2 Plancher étage courant	20
3.2.1 Etage à usage d'habitation (2..... 13)	20
3.2.2 Plancher 1 ^{er} étage (usage de bureaux)	20
3.2.3 Plancher RDC (usage de commerce)	20
3.3 Balcons	21
3.4 Acrotère	21
3.5 Murs extérieur	21
4 Prédimensionnement des poutres	22
4.1 Poutres principales	22
4.2 Poutres secondaires	23
5 Prédimensionnement des poteaux	24
5.1 Descente des charges	25
6 Prédimensionnement des voiles	28

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

1 Introduction	31
2 Calcul de l'acrotère	31
2.1 Introduction	31
2.2 Évaluation des sollicitations de calcul	32
2.3 Calcul du ferrailage	32
2.4 Vérification à l'effort tranchant	33
2.5 Vérification de l'acrotère sous charge sismique	33
3 Calcul des escaliers	34
3.1 Introduction	34
3.2 Les escaliers courants	35
3.2.1 Géométrie	35
3.2.2 Dimensionnement	35
3.2.2.1 Paillasse	35
3.2.2.2 Palier inter étage	36
3.2.3 Evaluation des charges	36
▶ Palier	36
▶ Paillasse	36
3.2.4 Modélisation	36
3.2.5 Combinaisons d'actions	37
3.2.6 Sollicitations de calcul	37
3.2.7 Calcul du ferrailage	37
3.2.8 Vérification au cisaillement	38
4. Calcul des planchers	39
4.1 Introduction	39

TABLE DES MATIERES

4.2 Plancher à corps creux	39
4.2.1 Calcul des poutrelles	39
4.2.1.1 1 ^{er} étape : Avant le coulage de la dalle de compression	39
4.2.1.2 2 ^{eme} étape : Après le coulage de la dalle de compression	41
4.2.2 La table de compression	45
5 Dalles pleines	45
5.1 Calcul des balcons	45
5.2 La dalle de la cage d'ascenseur	47
5.3. La dalle de hall	48

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

1. Introduction	50
2. Objectif de l'étude dynamique	50
3. Choix de la méthode de calcul	50
3.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	50
3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	51
3.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique	51
4. Présentation de la méthode modale spectrale	51
5. Nombre de modes à considérer	51
6. Combinaison des modes	52
7. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique.....	53
8. Modélisation de la structure	53
9. Disposition des voiles	54
10. Spectre de réponse de calcul	55
11. Combinaison des réponses modales	57
12. Caractéristiques géométriques de la structure	58
13. Caractéristiques dynamiques de la structure	58
14. Vérification de la résultante des forces sismiques	59
15. Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement	60
16. Justification vis à vis de l'effet p- δ	61
17. Vérification des déplacements latéraux inters étage	62
18. Vérification au renversement	63

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants

1. Introduction	64
2. Ferrailage des poteaux.....	64
2. 1 Combinaisons des charges.....	64
2.2 Recommandation du RPA99/version 2003	65
2.3 Les résultats de l'Etabs.....	65
2.4 Sections minimales exige par le RPA99/version2003.....	67
2.5 Exemple de ferrailage	68
2.6 Détermination des armatures longitudinales.....	69
2.7 Armatures transversales	70
2.7.1 Espacement des cadres (RPA 99/03)	70

TABLE DES MATIERES

2.7.2 Espacement des cadres (BAEL 91)	70
2.8 Vérification des poteaux à l'effort tranchant	71
2.9 Vérification la section minimale des cadres	71
2.10 Croquis de ferrailage.....	72
3. Ferrailage des poutres.....	73
3.1 Les combinaisons de calcul	73
3.2 Ferrailage longitudinal	73
3.3 Ferrailage transversal	74
3.4 Exemple de ferrailage	74
3.5 Résultats de ferrailage longitudinal	76
3.6 Calcul des armatures transversales	76
3.6 .1 Les poutres principales (30*45)	76
3.6 .2 Les poutres secondaires (25*40)	77
3.7 Vérification des contraintes tangentielles	77
3.8 Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	78
3.8.1 Appui de rive.....	78
3.8.1.1 Vérifications de la section d'armatures longitudinales inférieures	78
3.8.1.2 Vérifications de l'effort tranchant	78
3.8.2 Appui intermédiaire	79
3.9 Croquis de ferrailage.....	79
4. Ferrailage des voiles	81
4.1 Introduction	81
4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis aux charges latérales	81
4.3 Rôle du contreventement	81
4.4 Combinaisons	81
4.5 Prescriptions imposées par RPA 99/03	81
4.5.1 Aciers verticaux	81
4.5.2 Aciers horizontaux	82
4.5.3 Prescriptions communes (selon le RPA)	82
4.6 Ferrailage des voiles pleins.....	83
4.6.1 Ferrailage vertical	83
▶ Exemple d'application	84
4.6.2. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant	87
4.7 Ferrailage des linteaux	88
▶ Exemple d'application	88

Chapitre 6 : Etude des fondations

1. Introduction	91
2. Etude du voile périphérique	91
2.1 Pré dimensionnement	91
2.2 Modélisation et calcul du voile périphérique	91
2.3 Détermination des sollicitations	92
2.4 Calcul du ferrailage	92

TABLE DES MATIERES

3. Etude des fondations	93
3.1 Combinaisons de calcul	93
3.2 Caractéristiques du sol	93
3.3 Réactions à la base de la structure	93
3.4. Choix du type de fondation	94
3.5. Caractéristiques géométriques du radier	95
3.6. Calcul de l'épaisseur du radier	95
3.6.1. Condition forfaitaire	95
3.6.2. La condition de cisaillement	95
3.6.3. Condition sur la déformation	96
3.6.4. Condition sur la rigidité	96
3.6.5. Choix de l'épaisseur du radier	96
3.7. Vérification au poinçonnement	96
3.8. Vérification des contraintes dans le sol	97
3.9. Vérification aux sous-pressions	99
3.10. Ferrailage du radier	99
3.11. Ferrailage des nervures	101
3.12. Vérification de l'effort tranchant	103
3.13. Etude du débord du radier	104

Chapitre 7 : Planification des taches

1. Généralités	106
2. Conditions générales de travail	106
3. Objectifs fondamentaux des méthodes d'organisation	106
4. Méthodes courantes	107
4.1. Définitions	107
4.2. Méthodes d'organisation	108
4.3. Coffrage utile	109
5. Technologie de construction	109
5.1. Terrassements généraux	109
5.2. Travaux en infrastructure	109
5.3. Travaux en superstructure	110
6. Calcul du temps et effectifs	110
6.1. Introduction	110
6.2. Calcul du volume de travail	110
✚ Exemple de calcul	110
7. Cyclogramme des travaux	112
7.1. Définition	112
7.2. Fixation des paramètres	113
7.3. Interprétation de cyclogramme	113
➤ Diagramme Gant	113

TABLE DES MATIERES

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE.

ANNEXE A Définition générale du Génie civil

ANNEXE B Organigramme de dimensionnement

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tab.1-1 : Caractéristiques mécaniques des différents types d'acier	15
--	----

Chapitre 2 : Prédimensionnement

Tab.2-1 : Evaluation des charges du Plancher terrasse	19
Tab. 2-2 : Evaluation des charges du Plancher courant (étage à Usage d'habitation)	20
Tab. 2-3 : Evaluation des charges de Balcons	21
Tab. 2-4 : Evaluation des charges du Mur extérieur	21
Tab. 2-5 : Règle de dégression adoptée	25
Tab. 2-6 : Descente de charges pour le poteau central (plus sollicité)	27
Tab. 2-7 : Effort normal à retenir pour le prédimensionnement.....	27

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

Tab. 3-1: Résultats du calcul du ferrailage de l'acrotère	32
Tab.3-2 : Evaluation des charges et surcharges sur le palier	36
Tab.3-3 : Evaluation des charges et surcharges sur la paillasse.....	36
Tab. 3-4: Combinaison des actions sur l'escalier	37
Tab. 3-5 : Sollicitations de calcul pour l'escalier	37
Tab. 3.6 : Résultats du calcul du ferrailage des escaliers courants	37
Tab. 3-7 : Charges permanentes de calcul des poutrelles avant coulage	39
Tab. 3-8 : Sollicitations combinées de calcul	40
Tab. 3-9 : Actions de calcul des poutrelles après coulage	41
Tab. 3-10 : Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage	43
Tab.3-11 : Ferrailage des poutrelles	43
Tab. 3-12 : Contraintes de cisaillement dans l'âme des poutrelles	44
Tab. 3-13 : Résultats du ferrailage de la dalle de la cage d'ascenseur	47
Tab. 3-14 : Charges revenant à la dalle pleine sur 4 appuis	48
Tab. 3-15 : Résultats du ferrailage de la dalle du hall	49

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

Tab. 4-1 : Participation de la masse modale effective	52
Tab.4-2 : Spectre de réponse de calcul	56
Tab.4-3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure	58
Tab.4-4 : Participation des masses modales effectives	59
Tab.4-5 : Force sismique à la base par la méthode statique	60
Tab.4-6 : Vérification de la valeur de l'effort tranchant donnée par ETABS	60
Tab.4-7 : Vérification de la répartition des efforts dans la structure	60
Tab .4-8 : Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	62
Tab .4-9 : Vérification des déplacements latéraux inter étage.....	63
Tab .4-10 : Vérification au renversement	63

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants

Tab 5-1 : Efforts internes à l'ELU (Situation durable)	66
Tab 5-2 : Efforts internes sous $G+Q\pm E$	66
Tab 5-3 : Efforts internes sous $0.8G\pm E$	66
Tab.5-4 : Ferrailage obtenu par ELU ($1,35 G+1,5Q$)	69
Tab.5-5 : Ferrailage obtenu par RPA ($G+Q\pm E$)	69
Tab.5-6 : Ferrailage obtenu par RPA ($0.8G\pm E$)	69
Tab.5-7 : Choix des barres	70
Tab.5-8 : Calcul des sections d'armatures sous $1,35G+1,5Q$	76
Tab.5-9 : Calcul des sections d'armature sous $G + Q + E$	76
Tab.5-10 : Vérification de la contrainte tangentielle	77
Tab.5-11 : Ferrailage des voiles pleins	86
Tab.5-12 : Vérification au cisaillement	87
Tab.5-13 : Ferrailage horizontale des voiles	87
Tab.5-14 : Les armatures diagonales	89
Tab.5-15 : Les armatures longitudinales, transversales et les armatures de peau	89

Chapitre 6 : Etude des fondations

Tab.6-1 : Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique	92
Tab.6-2 : Résultats du ferrailage des voiles périphériques	93
Tab.6-3: Efforts exercés à la base de la tour	94
Tab.6-4: Résultats du calcul par la méthode de Pigeaud	100
Tab.6-5: Valeurs des moments pour le panneau le plus sollicité	100
Tab.6-6: Ferrailage du radier	101
Tab.6-7: Valeurs des moments en travée de la nervure la plus chargée	102
Tab.6-8: Valeurs des moments sur appuis	102
Tab.6-9: Résultats du ferrailage en appui et en travée de la nervure	103
Tab.6-10: Valeurs du ferrailage débord du radier	104

Chapitre 7 : Planification des taches

Tab.7-1 : Calcul du volume de travail	112
Tab.7-2 : Durée de réalisation des taches	114
Tab.7-3 : Planification des taches	116

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Fig. 1-1 : Plan de masse	3
Fig. 1-2 : Plan de sous sol	4
Fig. 1-3 : Plan du rez-de-chaussée	5
Fig. 1-4 : Plan de premier étage	5
Fig. 1-5 : Plan de premier étage	6
Fig. 1-6 : Plan de (3,....., 13) étage	6
Fig. 1-7 : Vue en élévation du bâtiment	7
Fig. 1-8 : Vue en 3D du bâtiment	8
Fig. 1-9 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	11
Fig. 1-10 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	11
Fig. 1-11: Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}	12
Fig. 1-12: Diagramme contrainte déformation du béton du calcul à l'ELU	13
Fig. 1-13 : Diagramme contrainte déformation du béton du calcul à l'ELS	14
Fig. 1-14 : Diagramme contrainte-déformation de calcul du l'acier `a l'ELU	15

Chapitre 2 : Prédimensionnement

Fig. 2-1 : Plancher terrasse	19
Fig. 2-2 : Plancher courant	20
Fig. 2-3: Acrotère	21
Fig. 2-4 : Murs extérieur	21
Fig. 2-5 : Surface du plancher revenant à un poteau central	25
Fig. 2-6 : Coupe de voile en élévation	29
Fig. 2-7 : Coupe de voile en plan	30

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

Fig. 3-1: Détails et modélisation d'acrotère	31
Fig. 3-2: Dimensions de la section dangereuse	32
Fig. 3-3 : Ferrailage de l'acrotère	34
Fig. 3-4 : Escalier à deux volées	34
Fig. 3-5 : Dimensions des éléments des escaliers courant	35
Fig. 3-6 : Modèle de calcul des escaliers	37
Fig. 3-7 : Ferrailage des escaliers courants	38
Fig. 3-8 : Modèle de calcul des poutrelles avant coulage	40
Fig. 3-9 : Section de calcul des poutrelles après coulage	41
Fig. 3-10 : Schémas de ferrailage des poutrelles	44
Fig. 3-11 : Modèle de calcul de balcon	45
Fig. 3-12 : Schéma de ferrailage du balcon	46
Fig. 3-13 : Schéma de ferrailage de la dalle	48

LISTE DES FIGURES

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

Fig. 4-1: Vue en 3D du modèle d'Etabs	54
Fig. 4-2 : Disposition des voiles	55
Fig. 4-3 : Spectre de réponse de calcul	57

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants

Fig. 5-1: Croquis de ferrailage des poteaux de S/S, RDC, 1 ^{er} étage	72
Fig.5-2 : Croquis de ferrailage des poteaux de (2, 3, 4) éme étage	72
Fig.5-3 : Appui de rive	78
Fig.5-4 : Ferrailage des poutres principales (30*45)	79
Fig.5-5 : Ferrailage des poutres secondaires (25*40)	79
Fig.5-6 : Coupe longitudinale de la poutre principale (30×45)	80
Fig.5-7 : Coupe longitudinale de la poutre secondaire (25*40)	80
Fig.5-8 : Désignations des voiles	83
Fig. 5-9 : Schéma de ferrailage pour le voile V8	86
Fig.5-10 : Schéma du ferrailage du linteau	90

Chapitre 6 : Etude des fondations

Fig. 6-1: Schéma statique du voile périphérique	91
Fig.6-2 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	93
Fig. 6-3 : Schéma de transmission des charges	97
Fig. 6-4 : Schéma de la poutre (nervure) continue la plus chargée	102
Fig. 6-5 : Sections à considérer en appui et en travée	102
Fig. 6-6 : Modélisation du débord du radier	104
Fig. 6-7 : Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui	105

INTRODUCTION

INTRODUCTION GENERALE :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- ✓ Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- ✓ Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- ✓ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment (**RDC+13+1S/Sol**) à usage d'habitation et bureau et commerce implanté à Alger. Ce site est classé comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le règlement parasismique Algérien "**RPA 99 version 2003**"[2].

Cette étude est réalisée en sept chapitres :

- ✚ Le premier chapitre portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✚ Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les plancher).
- ✚ Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, et les planchers).
- ✚ Le quatrième chapitre présente l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS.

- ✚ Le cinquième chapitre présente le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles)
- ✚ Le sixième chapitre présente l'étude de l'infrastructure.
- ✚ Le septième chapitre présente la planification des tâches par le MS PROJECT.
- ✚ On terminera le travail par une conclusion générale.

Chapitre

1

***PRESENTATION DE
L'OUVRAGE***

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

1-Présentation du projet :

Notre projet consiste en l'étude d'une tour multifonctionnelle comportant 100 logements dans la Wilaya d'Alger, plus exactement dans la daïra de Draria d'une durée de réalisation estimée à 2 ans

Situé au centre ville, l'assiette du terrain sur laquelle est prévu ce projet est d'une superficie de **1571m²**, et est limitée

- ✓ Au nord : école des aveugles.
- ✓ A l'est : ferme DABOUSSI et un lotissement.
- ✓ A l'ouest : un champ de vignoble.
- ✓ Au sud : l'oued Driouche.

C'est un projet composé d'un bâtiment de R+13 avec un sous sol en béton armé comportant :

- ✓ Deux types de logements : F3, F4
- ✓ Le sous sol destiné à être comme dépôt
- ✓ Le RDC comprend des locaux destinés à être utilisé comme banque, bureaux
- ✓ Le premier étage est destiné à être utilisé comme des bureaux
- ✓ Les étages courants qui restent sont à usage d'habitation



Fig. 1-1 : Plan de masse

2 -Caractéristiques de la structure :

2.1 Dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur totale de bâtiment H =47,60 m.
- ✓ Hauteur de RDC..... $h_1 = 4,59\text{m}$ et $h_2 = 3,06\text{m}$
- ✓ Hauteur d'étage sous sol..... $h_1 = 2,96\text{m}$ et $h_2 = 4,49\text{m}$
- ✓ Hauteur d'étage courant h =3,06 m.

2.2 Dimensions en plans:

- ✓ Longueur totale $L_{\text{long}} = 31,50\text{m}$.
- ✓ Largeur totale..... $L_{\text{trans}} = 28,50\text{m}$.

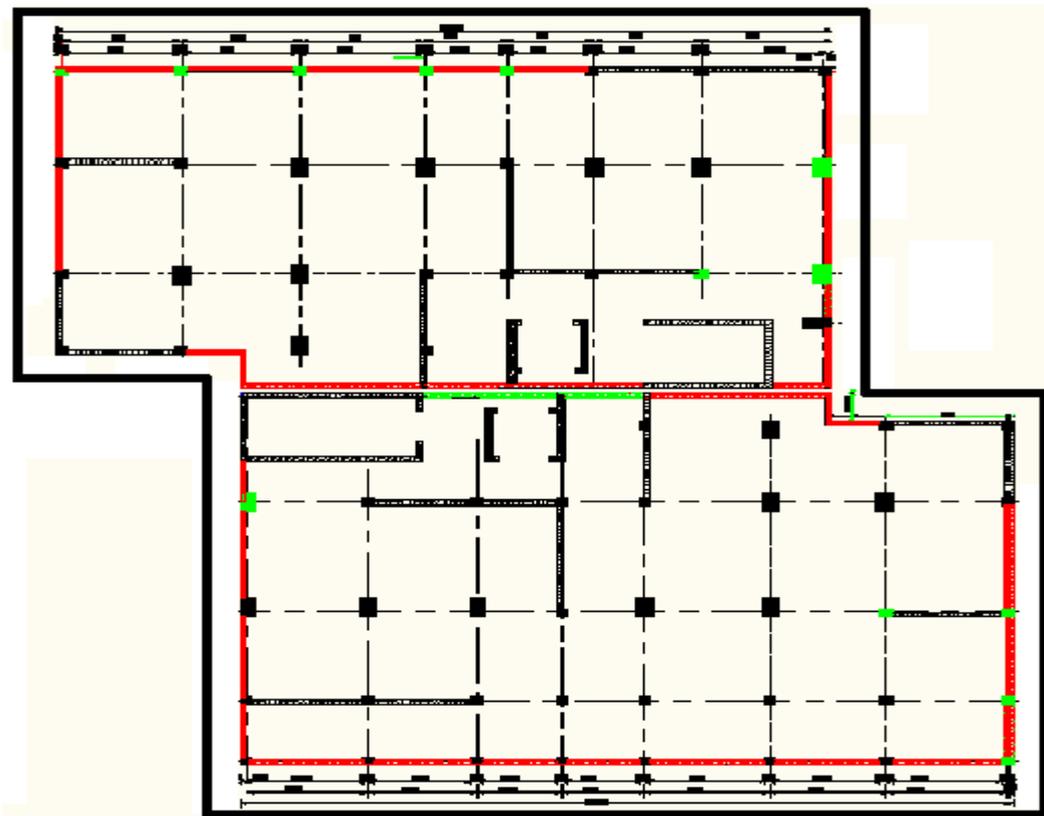


Fig. 1-2 : Plan de sous sol

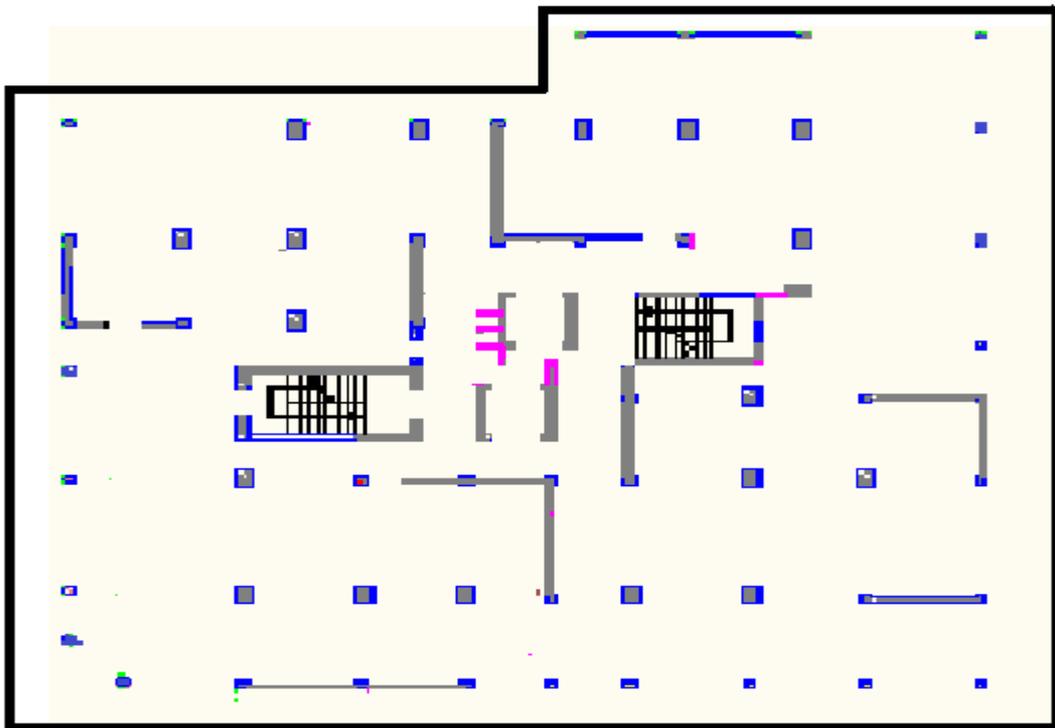


Fig. 1-3 : Plan du rez-de-chaussée

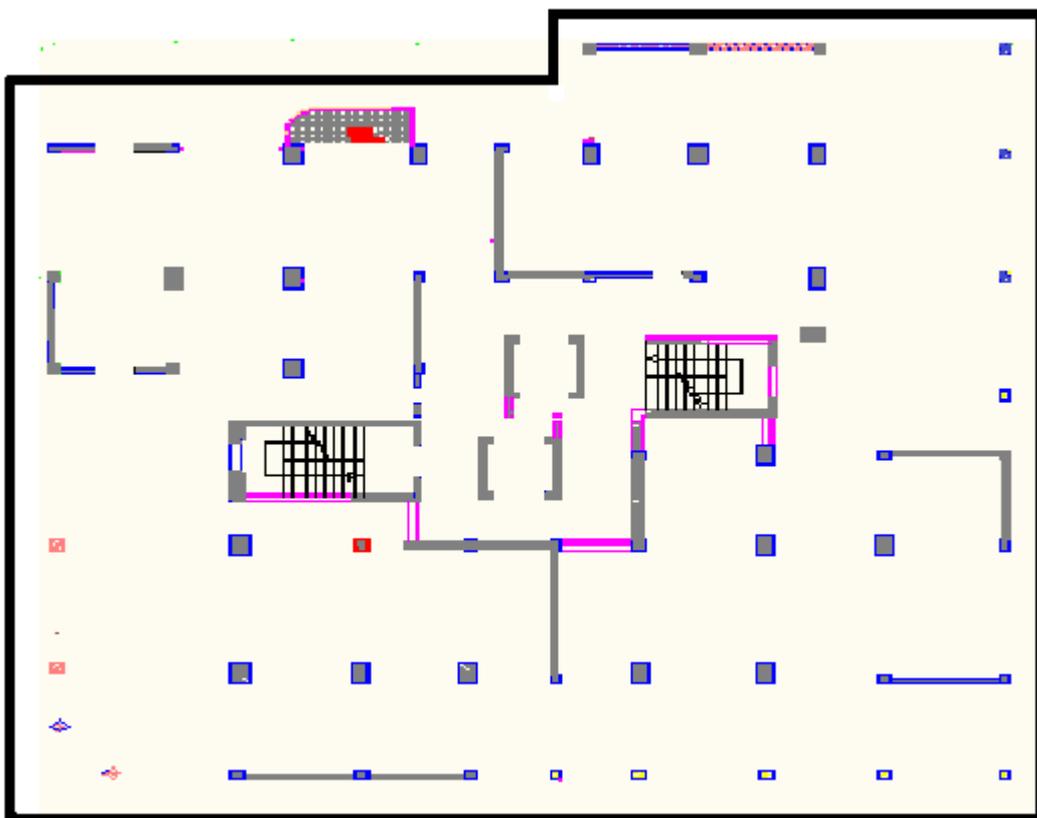


Fig. 1-4 : Plan de premier étage

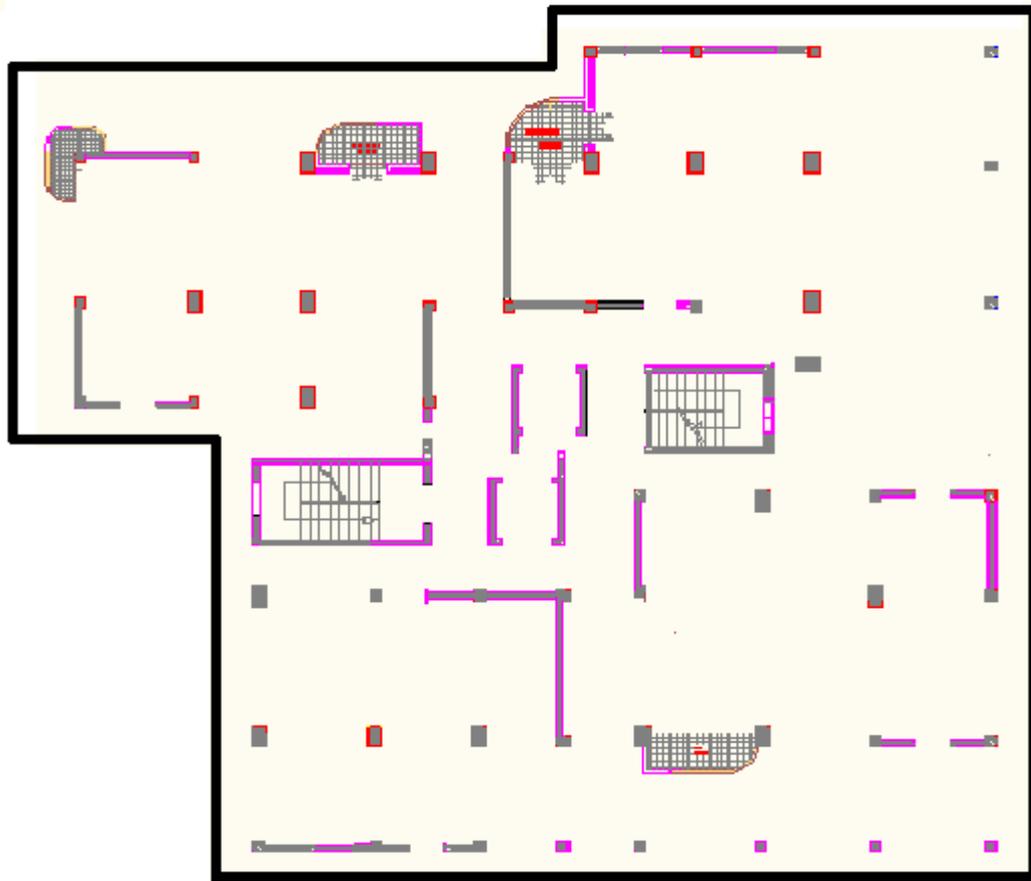


Fig. 1-5 : Plan de deuxième étage

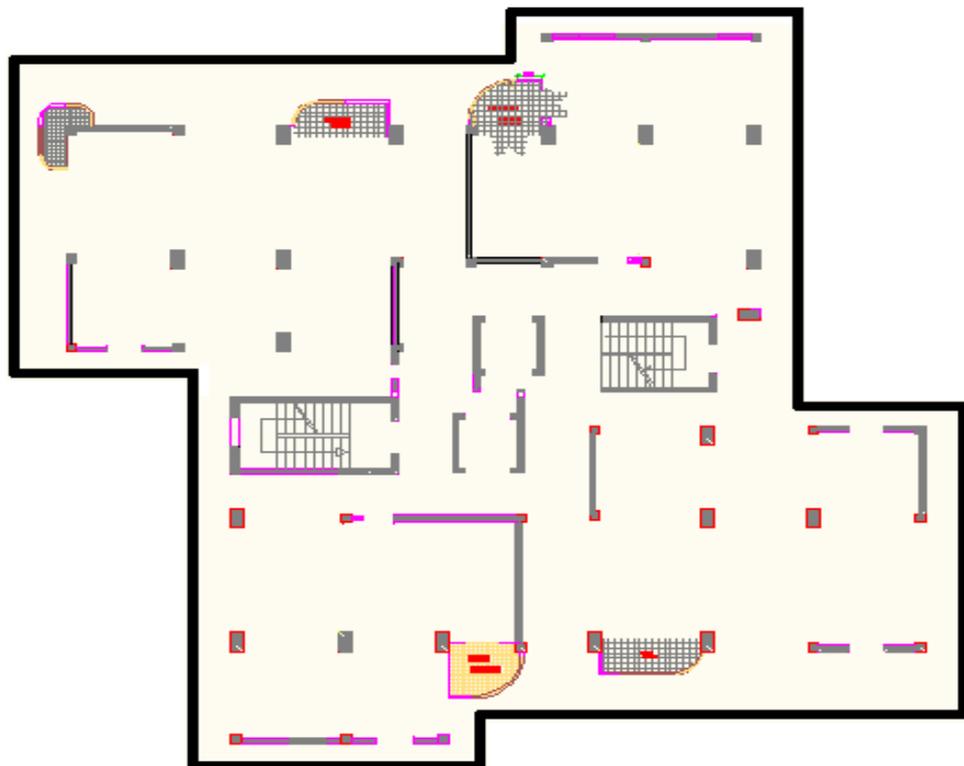


Fig. 1-6 : Plan de (3,...., 13) étage

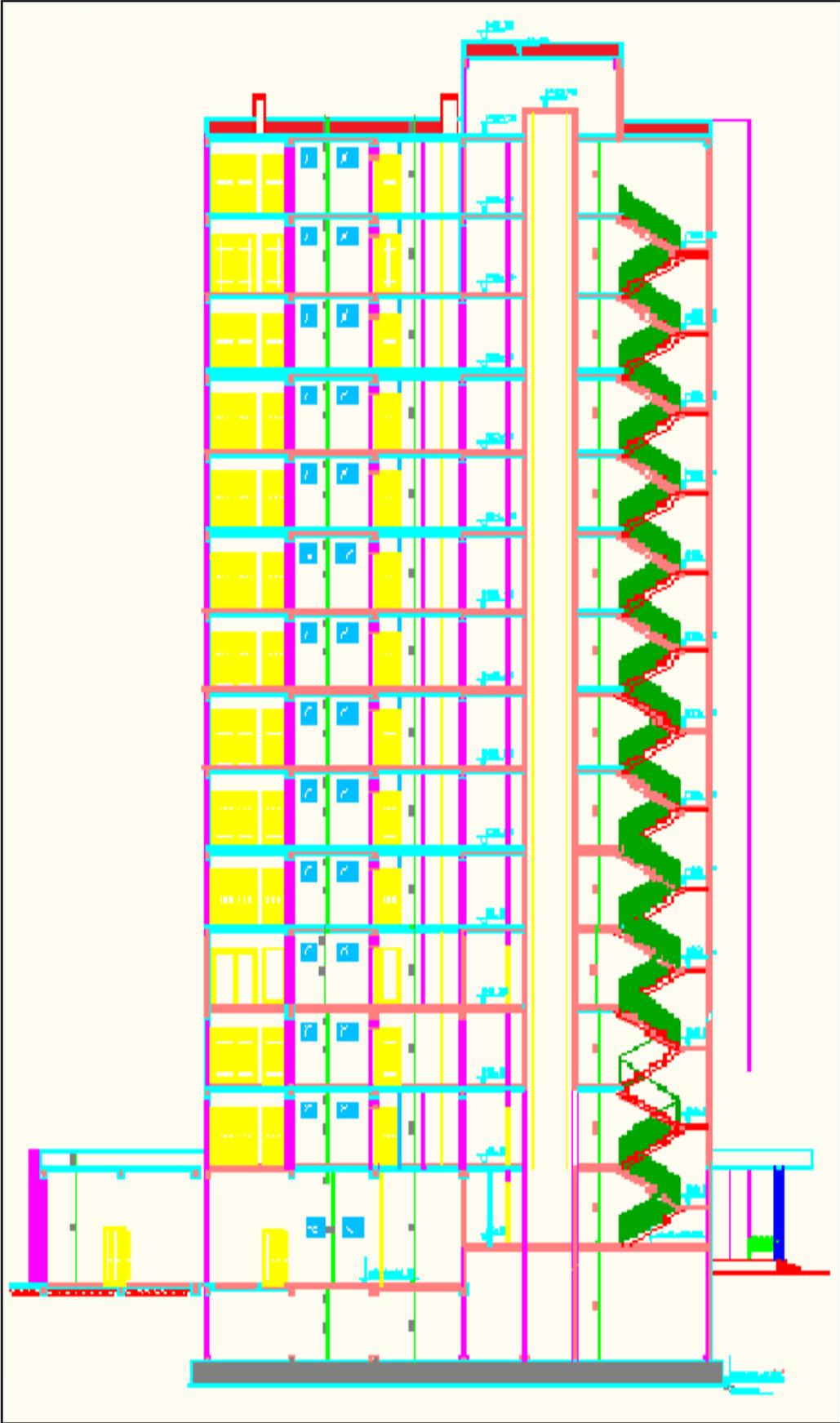


Fig. 1-7 : Vue en élévation du bâtiment



Fig. 1-8 : Vue en 3D du bâtiment

3 - Données du site :

- ✓ Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger classée selon le **RPA 99/version2003** comme une zone de forte sismicité (**zone III**).
- ✓ L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**
- ✓ Le site est considéré comme **S2**
- ✓ Contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 2,5$ bars.

4 -Définition des éléments de l'ouvrage :

▶ Ossature :

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le **RPA 99/03** exige que pour toute structures dépassent une hauteur de 08mètres en **zone III**, le type de contreventement sera un contreventement mixte (voile- portique) ou voile.

▶ Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

▶ **Escalier :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « Escalier droit » qui sera réalisé en béton armé coulé sur place

▶ **Maçonnerie :**

On distingue : - Mur extérieur (double cloison).
- Mur intérieur (une cloison).

▶ **Balcon :**

Dans notre structure les balcons sont représentés par une forme rectangulaire.

▶ **Gaine des ascenseurs :**

Elles servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter-étages.

▶ **garde-corps :**

Est un élément non structural utilisée Pour assurer la sécurité des habitants, les balcons sont entourés par des garde-corps construit par le brique et avec des raidisseurs, de 110 cm de hauteur.

5 -Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 27$ MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,22$ MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé est : $E_{vj} = 11100$ MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané est : $E_{ij} = 33300$ MPa.
- ✓ La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est : $f_e = 400$ MPa.

6- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

6.1 Introduction :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

6.2 Le béton:

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa ; mais sa résistance à la traction est faible et est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

6.2.1 Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau

▶ **Ciment:**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

▶ **Granulats:**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles

▶ **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

▶ **Pierrailles :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage des roches dures (matériaux concassés).

6.2.2 Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

6.2.3 Résistances mécaniques du béton :

6.2.3.1 Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de **16 cm** de diamètre et de **32cm** de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à **28 jours** de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{Si : } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si : } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances : $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{Si : } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si : } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

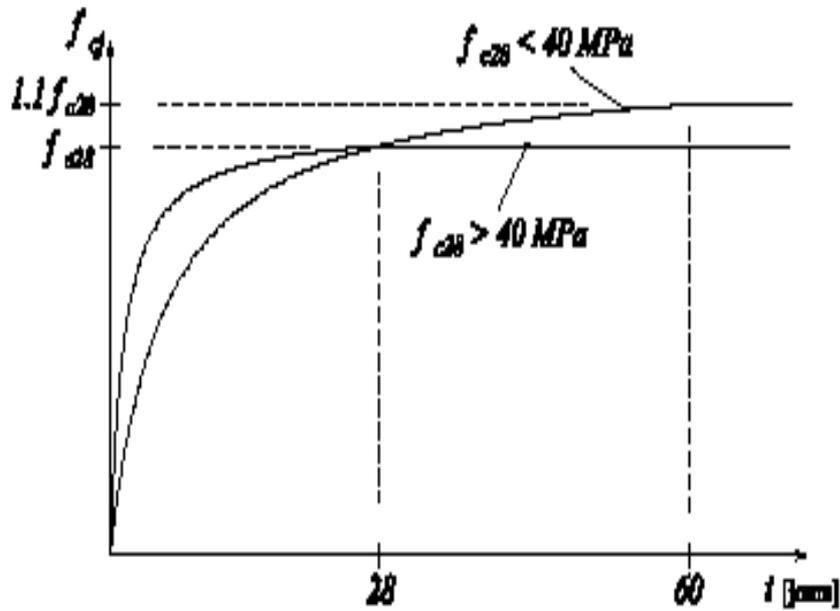


Fig. 1.9: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

6.2.3.2 Résistance à la traction :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si: } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = \frac{0,275(f_{cj})^2}{3} & \text{si : } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{array} \right.$$

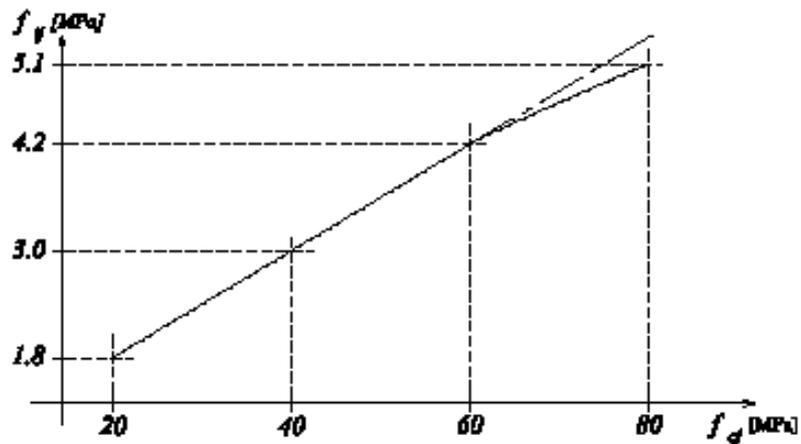


Fig. 1-10 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

6.2.3.3 Modules de déformation longitudinale :

Nous distinguons les deux valeurs du module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module de Young instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à **24 heures**. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module de Young différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentent approximativement deux fois les déformations instantanées. Le module de Young différé est pris égal à trois fois le module instantané:

$$E_{ij} = 3E_{vj} .$$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si : } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si : } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si : } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{array} \right.$$

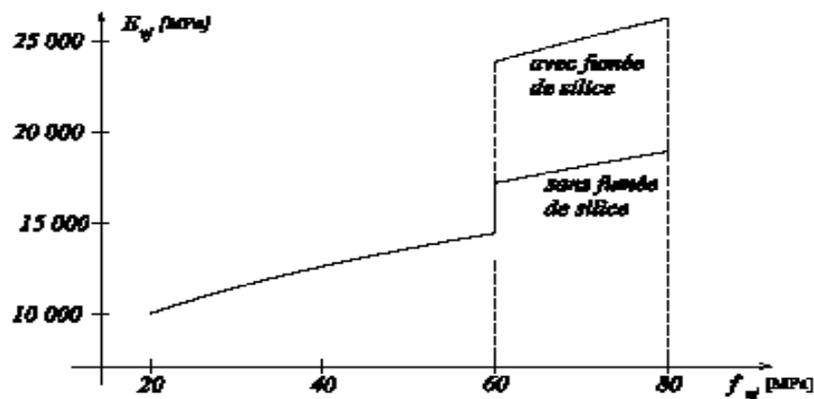


Fig. 1-11: Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}

6.2.3.4 Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

6.2.3.5 Contraintes limites :

6.2.3.5.1 Etat limite ultime :

► Contrainte ultime de béton :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure I-4.

Les déformations du béton sont :

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$

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

$$f_{bu} = \frac{\mu * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Où :

- γ_b est le coefficient de sécurité partiel et vaut **1,5** pour les combinaisons fondamentales et **1,15** pour les combinaisons accidentelles,

- μ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\mu = 1$ si la durée est supérieure à **24h**

$\mu = 0,9$ si la durée est comprise entre **1h** et **24h**.

$\mu = 0,85$ dans les autres cas.

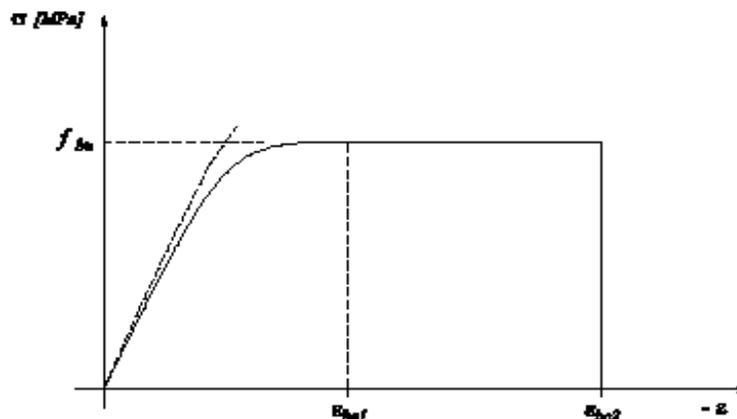


Fig. 1-12 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU.

► **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \bar{\tau}$:

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{cj} ; 4 \text{ Mpa}).$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{cj} ; 3 \text{ Mpa}).$$

6.2.3.5.2 Etat limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'**ELS** sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de **Hooke** de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à **1/15** de celle de l'acier.

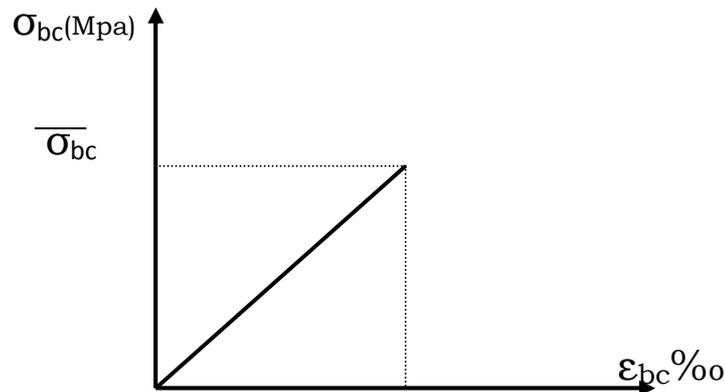


Fig. 1-13: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$$

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

6.3 L'Acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élanements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

6.3.1 Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e . La valeurs de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	F_eE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40	400	Emploi courant.
	F_eE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F_eTE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6mm$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6mm$	520	

Tab.1-1 : Caractéristiques mécaniques des différents types d'acier

6.3.2 Contrainte limite :

6.3.2.1 Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur la figure I-6 contrainte-déformation

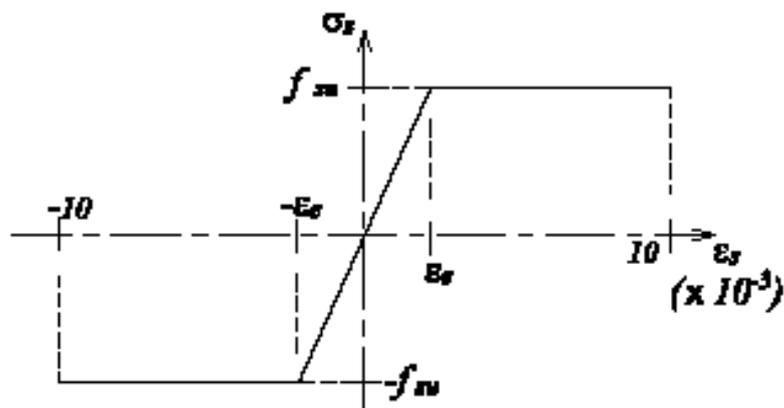


Fig. 1-14 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

Pour un acier a haute adhérence ayant $f_e = 400$ MPa

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité (=1 : cas situation accidentelles;= 1.15 : cas général)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

6.3.2.2 Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

η : coefficient de fissuration (=1 : pour les Ronds Lisses (RL) =1.6 : pour les Hautes Adhérences (HA)).

PREDIMENSIONNEMENT

1. Introduction.

Le prédimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA et le RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons et le hall et l'ascenseur.

2.1. Plancher à corps creux (étage courant, terrasse) :

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : longueur entre nus d'appuis.

h : L'épaisseur totale du plancher.

On a: $L_{\max} = 517\text{cm}$

$$20,68 \leq h \leq 25,85$$

On adopte : $h = 21\text{ cm}$

2.2. Dalle pleine :

Pour la cage d'ascenseurs et les balcons on va adopter des dalles pleines. Le plus grand panneau a comme dimensions $l_x=2,40\text{m}$, $l_y=2,40\text{m}$, 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 : $L_x/35 < e < L_x/30$

❖ Dalles reposants sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 < e < L_x/40$

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 de résistance au feu :**

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

Notre structure est compartimentée en coupe feu 2 heures.

D'où : $e = 11\text{cm}$

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

➤ **Dalle de hall :**

C est une dalle pleine en béton armée qui repose sur quatre appuis, avec les dimensions suivantes :

$L_x=6,85\text{m}$

$L_y=5,43\text{m}$

L'épaisseur à adopter sera plus grande que les deux suivantes :

▶ **La condition de résistance :**

$$13,7\text{cm} \leq e \leq 17,13\text{cm}$$

Soit : $e = 16\text{cm}$

▶ **Condition de résistance au feu :**

Notre structure est compartimentée en coupe feu 2 heures.

D'où : $e = 11\text{cm}$

On adopte : $e = 16 \text{ cm}$.

► **Conclusion :**

Concernant le prédimensionnement des planchers, nous adopterons :

Pour les planchers à corps creux **e = 21 cm**. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de **16 cm** et une dalle de compression de **5 cm**.

Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur **de 12 cm** pour les balcons et la dalle de la cage d'ascenseur, et **16 cm** pour la dalle de hall

3. Evaluation des charges (descente de charges) :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les charges réglementaires sont :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations

3.1 Plancher terrasse :

Couche	$\rho(\text{kg/m}^3)$	E(m)	G (kg/m ²)	G (kg/m²)	Q (kg/m²)
Protection gravillon	1500	0.05	75		
Etanchéité multicouche	200	0.05	10		
Forme de pente	2200	0.1	220		
Isolation thermique en liège	400	0.04	16		
Dalle en corps creux (16+5)	1360	0.21	285,6		
Enduit de ciment	2000	0.015	30		
Enduit de plâtre	1000	0.02	20		

Tab.2-1 : Evaluation de charge de Plancher terrasse

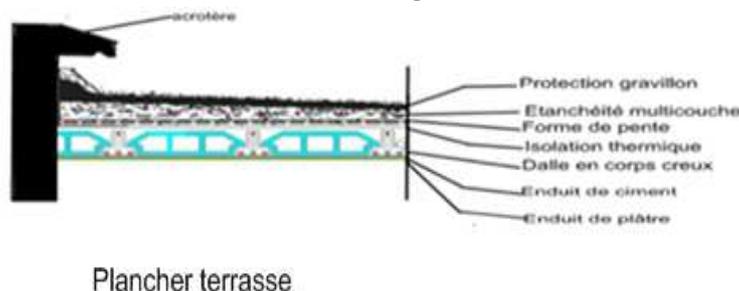


Fig. 2-1 : Plancher terrasse

Remarque :

ρ : la densité du matériau en (kg/m^3).

e : l'épaisseur en (m).

G : charge permanente en (kg/m^2)

3.2 Plancher étage courant :

3.2-1 étage a Usage d'habitation (2^{eme}13^{eme}) :

couche	$\rho(\text{kg/m}^3)$	E(m)	G (kg/m^2)	G (kg/m^2)	Q (kg/m^2)
Carrelage	2200	0.025	55	574,6	150
Chape	2000	0.015	30		
Lit de sable	1800	0.03	54		
Dalle en corps creux (16+5)	1360	0.21	285,6		
Enduit de ciment	2000	0.015	30		
Enduit de plâtre	1000	0.02	20		
Cloisons intérieures	1000	0.1	100		

Tab. 2-2 : Evaluation de charge de Plancher courant (étage a Usage d'habitation)

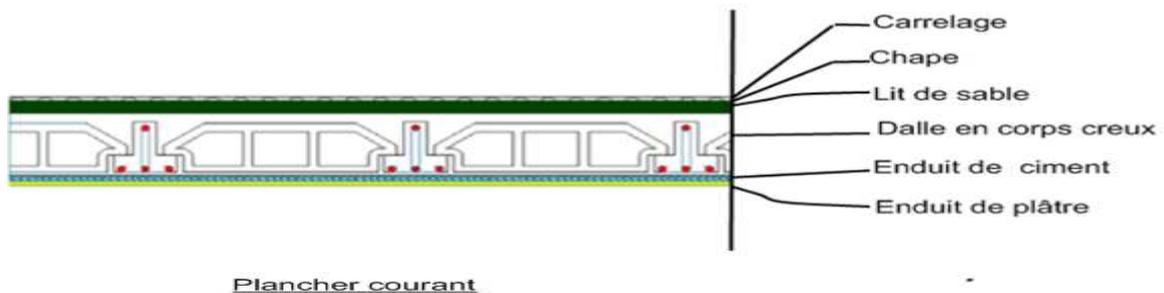


Fig. 2-2 : Plancher courant

3.2.2 Plancher 1^{er} étage (Usage de bureaux) :

$$G = 574,6 \text{ kg/m}^2 ; Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

3.2.3 Plancher RDC (Usage de commerce) :

$$G = 574,6 \text{ kg/m}^2 ; Q = 500 \text{ kg/m}^2$$

3.2 Balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont d'épaisseur 12 cm

Couche	$\rho(\text{kg/m}^3)$	E(m)	G (kg/m^2)	G (kg/m^2)	Q (kg/m^2)
Carrelage	2200	0.025	55	469	350
chape	2000	0.015	30		
Lit de sable	1800	0.03	54		
Dalle pleine	2500	0.12	300		
Enduit de ciment	2000	0.015	30		

Tab 2-3 : Evaluation de charge de Balcons

3.4 Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute.

La surface de l'acrotère est :

$$S=60*10+10*10-5/2=675\text{cm}^2$$

$$S=0,0675 \text{ m}^2$$

$$G=0,0675 \times 2500=168,75 \text{ kg/ml}$$

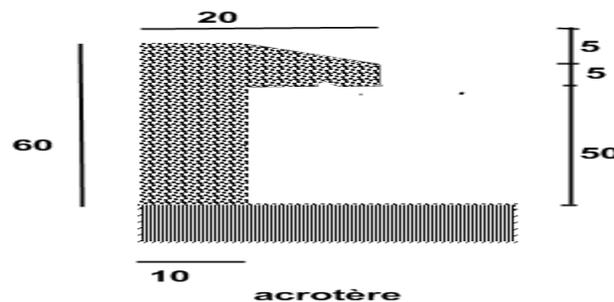


Fig. 2-3: acrotère

3.5 Murs extérieur :

Les murs extérieurs sont en briques creuses, avec double cloisons :

Couche	$\rho(\text{kg/m}^3)$	E(m)	G (kg/m^2)	G (kg/m^2)	Q (kg/m^2)
Enduit de ciment	2000	0.015	30	285	199,5
Brique creuse	900	0.15	135		
Lame d'air	/	0,05	/		
Brique creuse	900	0.1	90		
Enduit de ciment	2000	0.015	30		

Tab. 2-4 : Evaluation de charge de Murs extérieur

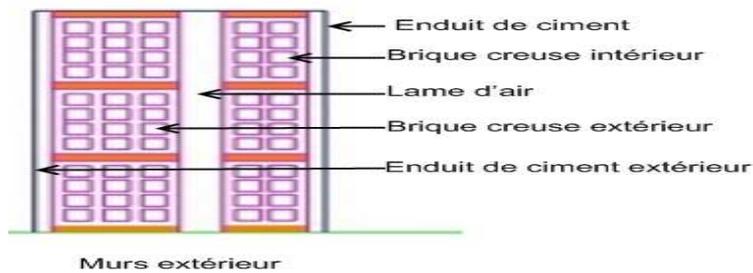


Fig. 2-4 : murs extérieur

4 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

4.1 Poutres principales :

a) La hauteur h_t : la hauteur h_t est donnée par :

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

Avec : L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis

h_t : hauteur totale de la poutre

$$L_{max} = 517 \text{ cm}$$

$$\frac{517}{15} \leq h_t \leq \frac{517}{10}$$

$$34,46 \leq h_t \leq 51,7 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_t = 45 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5$$

Nous prenons : $b = 30 \text{ cm}$

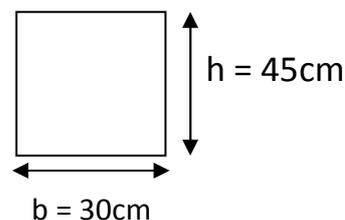
c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1) :

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 < 4$$

Donc : Conditions vérifiées



Poutre principale

4.2 Poutres secondaires :

a) La hauteur h_t :

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

Avec : L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis ;

h_t : hauteur totale de la poutre

$$L_{max} = 517 \text{ cm}$$

$$\frac{517}{15} \leq h_t \leq \frac{517}{10}$$

$$34,46 \leq h_t \leq 51,7$$

Nous prenons $h_t = 40 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$12 \leq b \leq 28$$

Nous prenons : $b = 25 \text{ cm}$

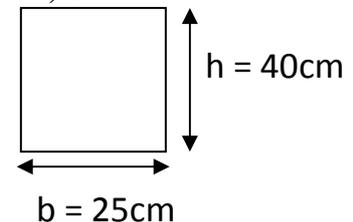
c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1) :

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{25} = 1,6 \leq 4$$

Donc : Conditions vérifiées



Poutre secondaire

► Conclusion :

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales : $h_t = 45 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $h_t = 40 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

5 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

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

$$N_{ult} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_{ult} : Effort normal maximal à l'ELU ($N_{ult} = 1,35 G + 1,5 Q$) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

B_r : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduite de 2 cm, [$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$]

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$).

f_e : Contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $f_e = 400 \text{ MPa}$)

A_s : Section d'armatures dans le poteau égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{aligned} \right\} \text{ avec: } \lambda = \frac{L_{flambement}}{i} = \frac{L_{flambement}\sqrt{12}}{b}$$

λ : L'élanement du poteau

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.

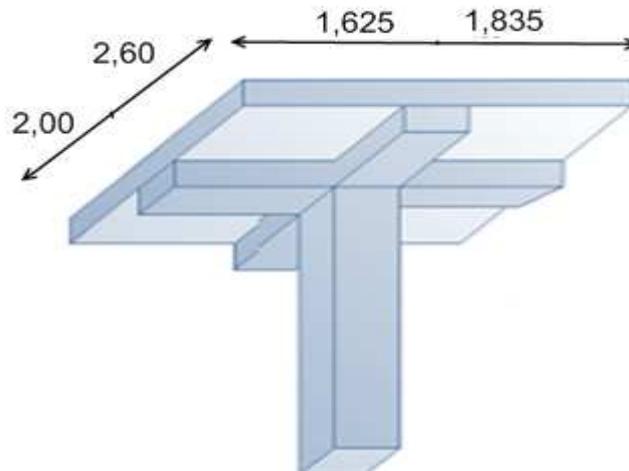


Fig. 2-5 : Surface du plancher revenant à un poteau central

Pour une section (50x80) pour les poteaux, et en connaissant la surface du plancher reprise par un poteau intermédiaire voisin de la rive (le plus chargé), on va calculer les charges permanentes reprises par ce poteau et leurs rajouter les surcharges d'exploitation avec la règle de dégression donnée dans le tableau suivant :

Niveau	Dégression	Q cumulée (KN/m ²)
Sous la terrasse	Q_0	1,00
Sous le 13eme étage	$Q_0 + Q_1$	2,50
Sous le 12eme étage	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
Sous le 11eme étage	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
Sous le 10eme étage	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
Sous le 9eme étage	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_4 + Q_5)$	7
Sous le 8eme étage	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	7,75
Sous le 7eme étage	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	8,50
Sous le 6eme étage	$Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	9,25
Sous le 5eme étage	$Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$	10
Sous le 4eme étage	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10})$	10,75
Sous le 3eme étage	$Q_0 + 0.63 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{11})$	11,50
Sous le 2eme étage	$Q_0 + 0.625 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{12})$	12,25
Sous le 1 ^{ere} étage	$Q_0 + 0.615 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{13})$	13,60
Sous le RDC	$Q_0 + 0.607 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{14})$	15,875

Tab. 2-5 : Règle de dégression adopté

niveau	elements	G(kN)	Q cumulée (kN/m ²)	N _q (kN)	Gi(kN)	N _g (kN)
Sous terrasse	Poutres P	15,53	1,00	15,90	142,35	142,35
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	13,77				
	Planchers	104,40				
Sous le 13 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	2,50	39,75	129,31	271,66
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	13,77				
	Planchers	91,36				
Sous le 12 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	3,85	61,21	129,31	400,97
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	13,77				
	Planchers	91,36				
Sous le 11 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	5,05	80,30	132,94	533,91
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	17,40				
	Planchers	91,36				
Sous le 10 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	6,10	97,00	132,94	666,85
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	17,40				
	Planchers	91,36				
Sous le 9 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	7	111,30	132,94	799,79
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	17,40				
	Plancher	91,36				
Sous le 8 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	7,75	123,23	136,96	936,75
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	21,42				
	Plancher	91,36				
Sous le 7 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	8,50	135,15	136,96	1073,71
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	21,42				
	Plancher	91,36				
Sous le 6 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	9,25	147,08	136,96	1210,67
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	21,42				
	Plancher	91,36				
Sous le 5 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	10	159,00	141,35	1352,02
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	25,81				
	Plancher	91,36				
Sous le 4 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	10,75	170,93	141,35	1493,37
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	25,81				

	Plancher	91,36				
Sous le 3 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	11,50	182,85	141,35	1634,72
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	25,81				
	Plancher	91,36				
Sous le 2 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	12,25	194,78	146,14	1780,86
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	30,60				
	Plancher	91,36				
Sous le 1 ^{eme} étage	Poutres P	15,53	13,60	216,24	146,14	1927,00
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	30,60				
	Plancher	91,36				
Sous le RDC	Poutres P	15,53	15,875	252,42	165,44	2092,44
	Poutres S	8,65				
	Poteaux	49,90				
	Plancher	91,36				

Tab.2-6 : descente de charge pour le poteau central (plus sollicitée)

Niveau	B adopté (cm ²)	Br (m ²)	Nu(KN)	1,10Nu(KN)	Nadm
Sous terrasse	30*60	0,1624	216,02	237,62	2744,80
Sous le 13 ^{eme} étage	30*60	0,1624	426,37	469,00	2744,80
Sous le 12 ^{eme} étage	30*60	0,1624	633,12	696,32	2744,80
Sous le 11 ^{eme} étage	35*65	0,2079	841,23	925,35	3512,95
Sous le 10 ^{eme} étage	35*65	0,2079	1045,75	1150,32	3512,95
Sous le 9 ^{eme} étage	35*65	0,2079	1246,67	1371,33	3512,95
Sous le 8 ^{eme} étage	40*70	0,2584	1449,46	1594,40	4365,47
Sous le 7 ^{eme} étage	40*70	0,2584	1652,23	1817,45	4365,47
Sous le 6 ^{eme} étage	40*70	0,2584	1855,02	2040,52	4365,47
Sous le 5 ^{eme} étage	45*75	0,3139	2063,73	2270,10	5302,34
Sous le 4 ^{eme} étage	45*75	0,3139	2272,44	2499,68	5302,34
Sous le 3 ^{eme} étage	45*75	0,3139	2481,15	2729,26	5302,34
Sous le 2 ^{eme} étage	50*80	0,3744	2696,33	2965,96	6323,55
Sous le 1 ^{ere} étage	50*80	0,3744	2925,81	3218,39	6323,55
Sous le RDC	50*80	0,3744	3203,42	3523,76	6323,55

Tab. 2-7 : effort normal à retenir pour le prédimensionnement

$$N_{ult} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{0,7 * 3,06 * \sqrt{12}}{0,60} = 12,36 < 50 \\ \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{12,36}{35} \right)^2} = 0,82 \end{array} \right.$$

$N_{ult} < N_{adm}$ dans tous les étages donc la condition est vérifiée

Les dimensions à prendre doivent vérifier les inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}; \\ \text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}; \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4. \end{array} \right.$$

$$h_e = 459 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(50, 80, 45, 75, 40, 70, 35, 65, 30, 60) = 30 \text{ cm} \geq \frac{459}{20} = 22,95 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(50, 80, 45, 75, 40, 70, 35, 65, 30, 60) = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

Donc: condition vérifiées.

6 Prédimensionnement des voiles :

Prédimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (ça dépend de la conception).

- ❖ Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- ❖ Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- ❖ Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleines

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du prédimensionnement.

D'après le RPA99 article 7.7.1 «les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$)» sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

avec : L : portée du voile , e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci- dessous

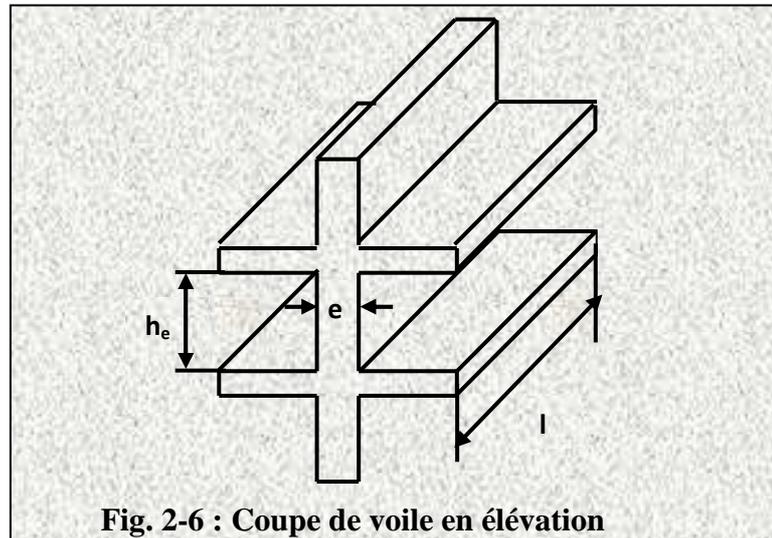
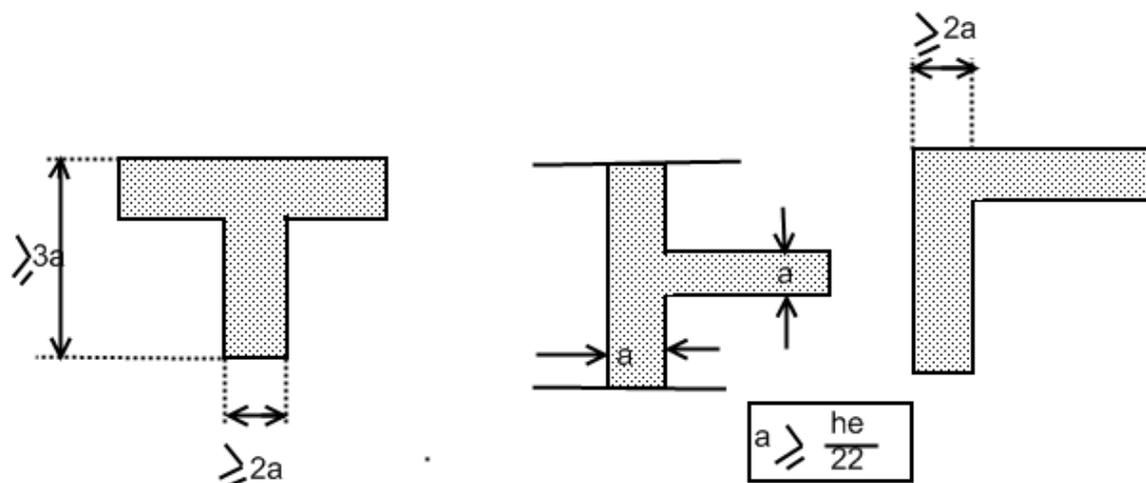
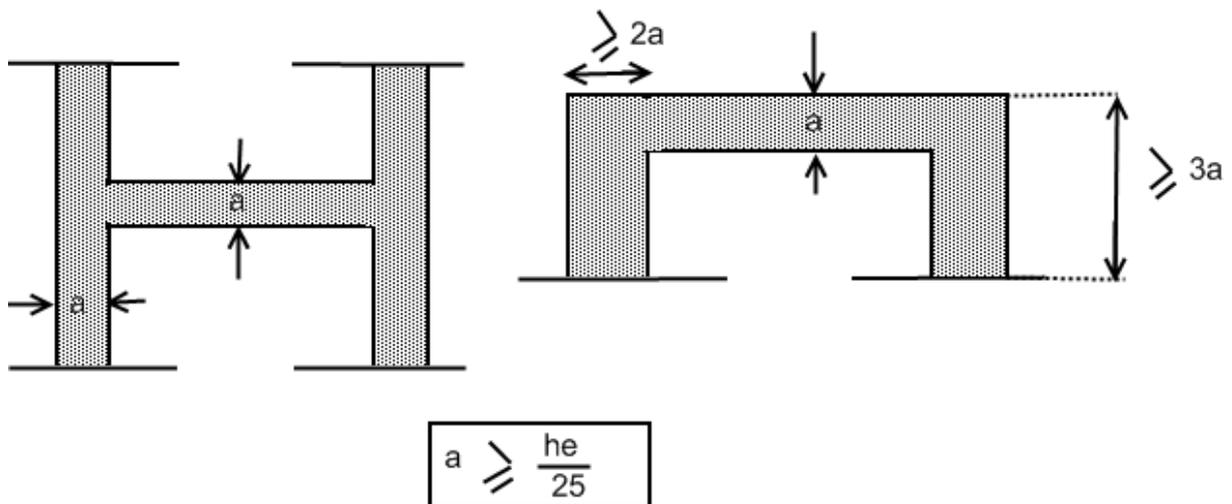


Fig. 2-6 : Coupe de voile en élévation



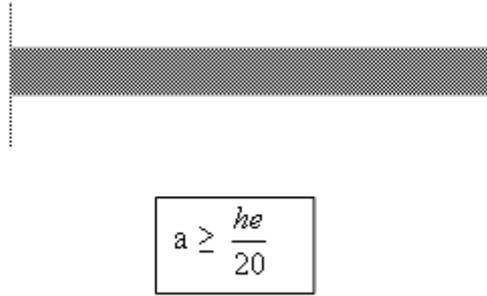


Fig. 2-7 : Coupe de voile en plan

Soit:

$$e \geq \text{Max} (he/25, he/22, he/20)$$

$$he = 459 - 21 = 438 \text{cm}$$

$$e \geq \text{Max} (17,52, 19,90, 21,9)$$

On adopte l'épaisseur du voile : **e = 22cm**

On adopte (e = 22cm) cm pour tous les voiles comme première proposition, avec possibilité de modification, selon les résultats de l'étude dynamique.

Chapitre

3

***CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES***

1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagés, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons, murs de façades) ou en béton (acrotère, escaliers).

Le calcul de ces éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère
- Les escaliers
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression)
- Les dalles pleines (les balcons, la dalle de la cage d'ascenseur et la dalle du hall)

2. Calcul de l'acrotère :

2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1kN/mL provoquant un moment de flexion. Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1mL en flexion composée et La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

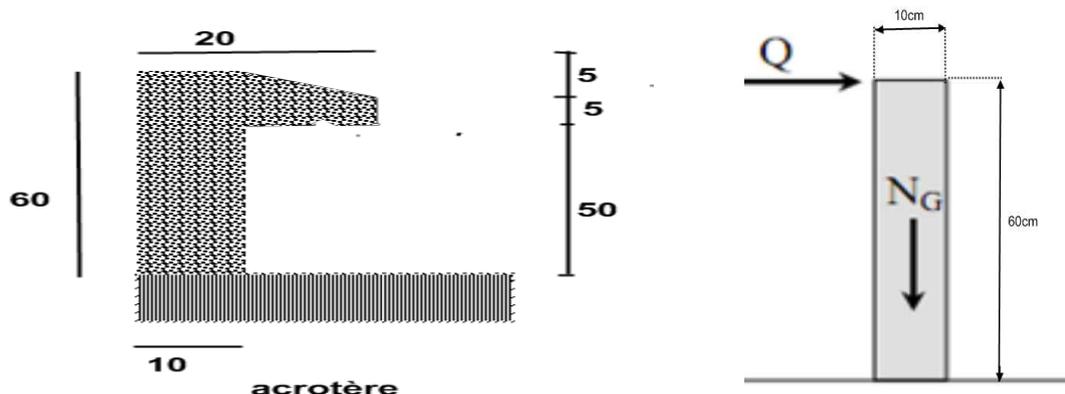


Fig. 3-1: détails et modélisation d'acrotère

2.2. Evaluation des sollicitations de calcul :

G: poids propre =1,688 kN/ml.

Q : surcharge d’exploitation=1 kN/ml.

▶ **ELU :**

$$N_{uc}=1,35 \times N_G= 1,35 \times 1,688=2,28 \text{ KN/ml}$$

$$M_u=1,5 \times N_Q \times h= 1,5 \times 1 \times 0,6=0,9 \text{ KN.m}$$

$$V_u=1,5 \times N_Q=1,5 \times 1=1,5 \text{ KN/ml}$$

▶ **ELS :**

$$N_{ser,c} =1 \times N_G =1,688 \text{ KN/ml .}$$

$$M_{ser}=1 \times 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser}=1 \times 1=1 \text{ KN/ml}$$

2.3. Calcul du ferrailage:

Il consiste à l’étude d’une section rectangulaire (100cm x 10cm) soumise à la flexion composée à l’ELU avec une vérification à l’ELS

Les résultats du calcul des armatures sont donnés dans le tableau suivant :

ELU	Pivot		$\epsilon_s \%$	$\epsilon_b \%$	σ_s MPa	σ_b MPa	ASc cm ²	ASt cm ²	AS _{min} cm ²
	A								
	μ	α							
	0,011	0,013	10,00	0,135	348,00	15,3	0,00	0,30	1,15
ELS	Axe neutre cm	moment inertie I (cm ⁴)	K (MN/m ³)	σ_s MPa	σ_s lim MPa	σ_b MPa	σ_b lim MPa		
	1,92	1180	50,85	42,56	207,31	0,98	16,2		

Tab. 3-1: Résultats du calcul du ferrailage de l’acrotère.

On adopte pour :

Les armatures tendues : **4HA8**

Les armatures comprimées : **4HA8**

Espacement : **S_T= 30cm**

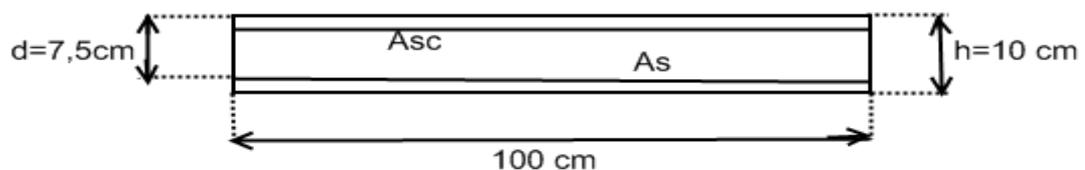


Fig. 3-2: Dimensions de la section dangereuse.

2.4. Vérification à l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement maximale est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \quad \text{Avec : } d=0.9 h$$

$$\tau_u = \frac{0,0015}{1 \times 0,9 \times 0,1} = 0,017 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{0,15.27/1,5 ; 4\} = 2,7 \text{MPa (fissuration préjudiciable, } \alpha = 90^\circ)$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

2.5. Vérification de l'acrotère sous charge sismique :

Le RPA99 version 2003 exige la vérification des éléments ancrés à la structure sous l'effet la composante horizontale de la charge sismique donnée dans l'article 6.2.3 par :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone égal à 0,25 (zone III, usage 2).

C_p : facteur des forces horizontales = 0.8 (éléments en console).

W_p = 1,688 kN : poids de l'acrotère

Le ferrailage obtenu sous l'action des surcharges d'exploitation et des charges permanentes est suffisant lorsque la condition suivante est remplie :

$$F_p < 1,5 \times Q$$

Dans le cas contraire, un calcul à l'état limite accidentelle est obligatoire, et pour les deux cas de figures, une disposition symétrique des armatures est à prendre (prise en compte du changement du signe du moment fléchissant dû au changement de direction de la composante horizontale du séisme).

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,688 = 1,35 \text{KN} < 1,5 \text{KN}$$

En conséquence, on devra utiliser la section minimale d'armatures (condition de non fragilité) des deux cotés, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale à un quart des armatures principales.

► **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{cm}^2.$$

Choix des barres : 4HA8 soit $A_r = 2,01 \text{cm}^2$

Espacé de 15cm.

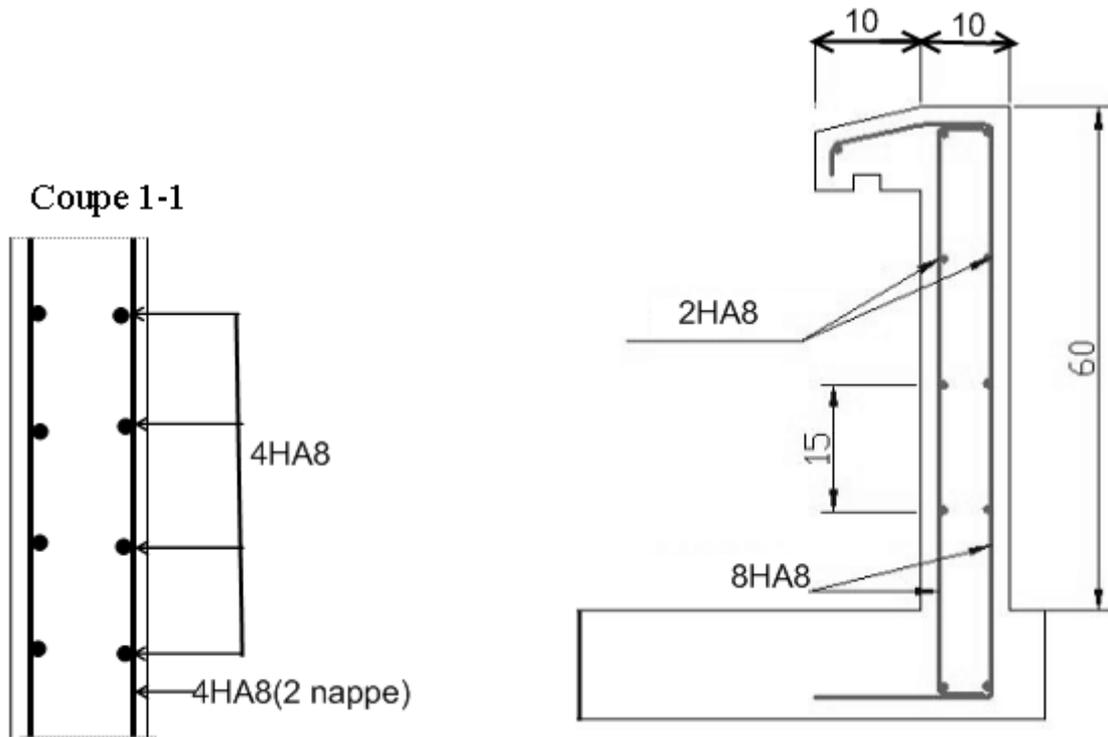


Fig. 3-3 : Ferraillage de l'acrotère.

3. Calcul des escaliers :

3.1. introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à deux volées.

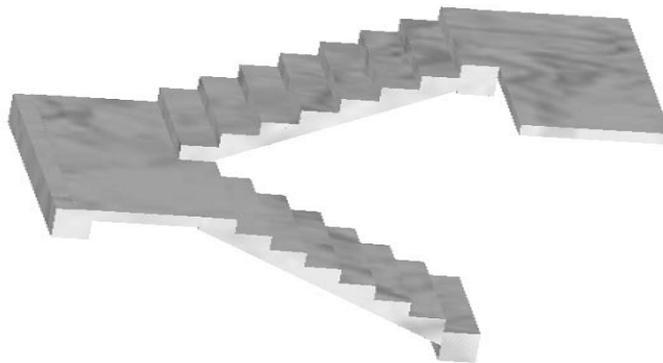


Fig. 3-4 : Escalier à deux volées

3.2. Les escaliers courants :

3.2.1. Géométrie :

Un escalier doit être efficace et aussi facile que possible à monter et à descendre. Les proportions des escaliers respectent la relation de Blondel donnée par la double inégalité :

$$60cm \leq g + 2h \leq 65cm$$

g : Giron ou largeur de la marche.

h : Hauteur de la contre marche.

En se fixant la hauteur des contre marches $h = 17 \text{ cm}$; on trouve le nombre de contre marches correspondant : $n = 153 / 17 = 9$

Ce qui va nous donner un giron de $g = 30 \text{ cm}$.

Les dimensions choisies vérifient la double inégalité de Blondel :

$$60cm \leq g + 2h = 64cm \leq 65cm$$

$$\begin{cases} h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases}$$

3.2.2. Dimensionnement :

3.2.2.1. Paillasse :

Les volées d'escaliers sont calculées comme des poutres inclinées dont la largeur est égale à un mètre.

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

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

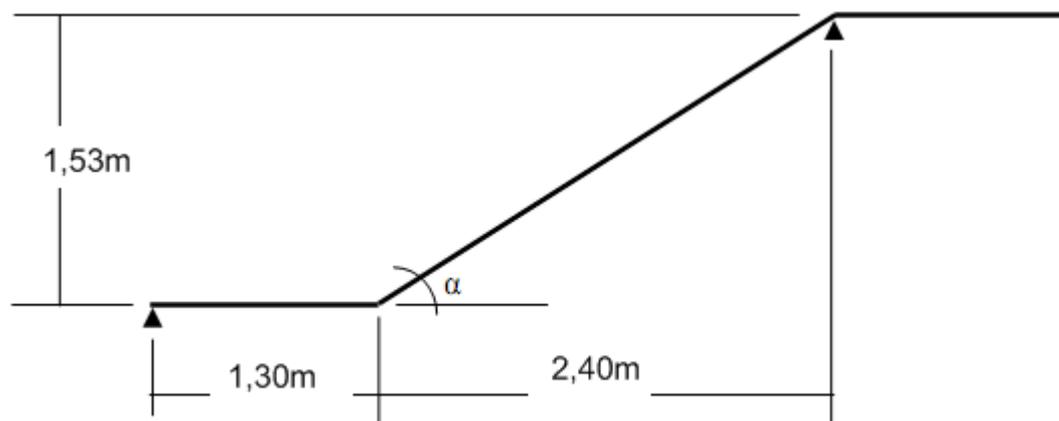


Fig. 3-5 : Dimensions des éléments des escaliers courants.

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \text{Arctg} \left(\frac{1,53}{2,40} \right) \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ \\ \text{Portée} &= \frac{2,40}{\cos \alpha} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Portée} = 2,80\text{m} \Rightarrow e \geq \max(9,36\text{m}; 10\text{cm}).$$

On va adopter pour la paillasse une épaisseur égale à celle de la dalle pleine utilisée pour les balcons : **e=12cm**

3.2.2.2. Palier inter étage :

Un palier est une dalle dans laquelle est incluse une poutre palière. La dalle d'un palier doit avoir une épaisseur au moins égale à celle de la paillasse. C'est pour quoi nous allons adopter la même épaisseur que pour la paillasse : **e=12cm**

3.2.3. Evaluation des charges :

▶ **Palier :**

Couche	$\rho(\text{kg/m}^3)$	E(m)	G(kg/m ²)	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)
granito	2200	0.025	55	459	250
Chape	2000	0.015	30		
Lit de sable	1800	0.03	54		
Dalle pleine (BA)	2500	0.12	300		
Enduit de plâtre	1000	0.02	20		

Tab.3-2 : Evaluation des charges et surcharges sur le palier.

▶ **Paillasse :**

Couche	$\rho(\text{kg/m}^3)$	E(m)	G(kg/m ²)	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)
granito	2200	0.025	55	688,24	250
Chape	2000	0.015	30		
Poids des marches	2500	0.17/2	212,5		
Paillasse (BA)	2500	0.12/ cos α	355,74		
Enduit de plâtre	1000	0.02	20		
Garde corps	/	/	15		

Tab.3-3 : Evaluation des charges et surcharges sur le paillasse.

3.2.4. Modélisation :

La volée ne repose pas directement sur les poutres palières des deux cotés, et le schéma statique est une poutre isostatique qui englobe la volée et les deux paliers, et pour tenir compte des encastremets au niveau des poutres palières on calculera les moments d'encastrement.

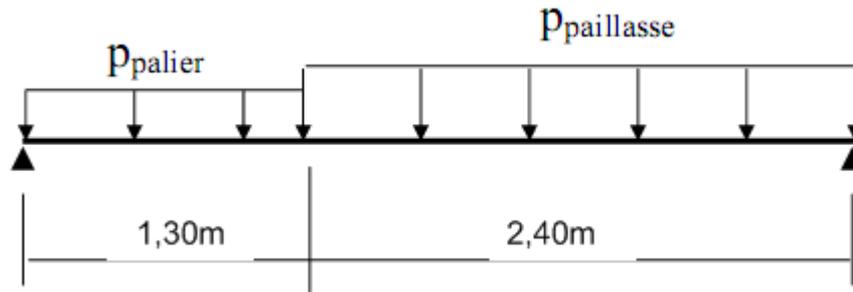


Fig. 3-6 : Modèle de calcul des escaliers

3.2.5. Combinaisons d’actions :

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1,35 G+1,5 Q(KN/m ²)	ELS G+Q (KN/m ²)
Palier	4,59	2,50	9,95	7,09
Paillasse	6,88	2,50	13,04	9,38

Tab. 3-4: Combinaison des actions sur l’escalier

3.2.6. Sollicitations de calcul :

Moment max en travée kN.m		Effort tranchant max en appui kN	
ELU	ELS	ELU	ELS
21,12	15,10	23,42	16,83

Tab. 3-5 : Sollicitations de calcul pour l’escalier.

3.2.7. Calcul du ferrailage :

La section transversale de la poutre qui modélise les éléments de l’escalier (palier et paillasse) est (100 x 12), avec un enrobage de 2,5 cm, les résultats de calcul des armatures longitudinales sont donnés dans le tableau suivant :

ELU	Pivot	ϵ_s ‰	ϵ_b ‰	σ_s MPa	A_{s_t} cm ²	A_{s_c} cm ²	$A_{s_{min}}$ cm ²
	A	10	2,60	348	6,88	00,00	1,4
ELS	Axe neutre cm	σ_b MPa	σ_b lim MPa	σ_s MPa	σ_s lim MPa		
	3,51	10,30	16,20	263,73	400		

Tab. 3.6 : Résultats du calcul du ferrailage des escaliers courants.

Le diamètre des barres à utiliser ne doit pas dépasser le dixième de l’épaisseur de la dalle avec un espacement maximal inférieur ou égal au : min (33cm, 3× épaisseur)

On va donc adopter le ferrailage suivant :

7 HA12/m longitudinalement, avec un espacement $St = 15$ cm.

► Armatures de répartition :

$$A_r \geq A_s/4 = 1,98\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5HA8 espacés de 20 cm ($2,51\text{cm}^2/\text{ml}$)

3.2.8. Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot 0,9 \cdot d} \quad \text{Avec : } d=0,9 \cdot h$$

$$\tau_u = \frac{0,02342}{0,9 \cdot 0,12 \cdot 1} = 0,22\text{MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, la contrainte admissible de cisaillement sera donnée par :

$$\bar{\tau}_b = \min \left(\frac{0,20 f_{cj}}{1,50}, 5\text{MPa} \right) = 3,60\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_b ;$$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

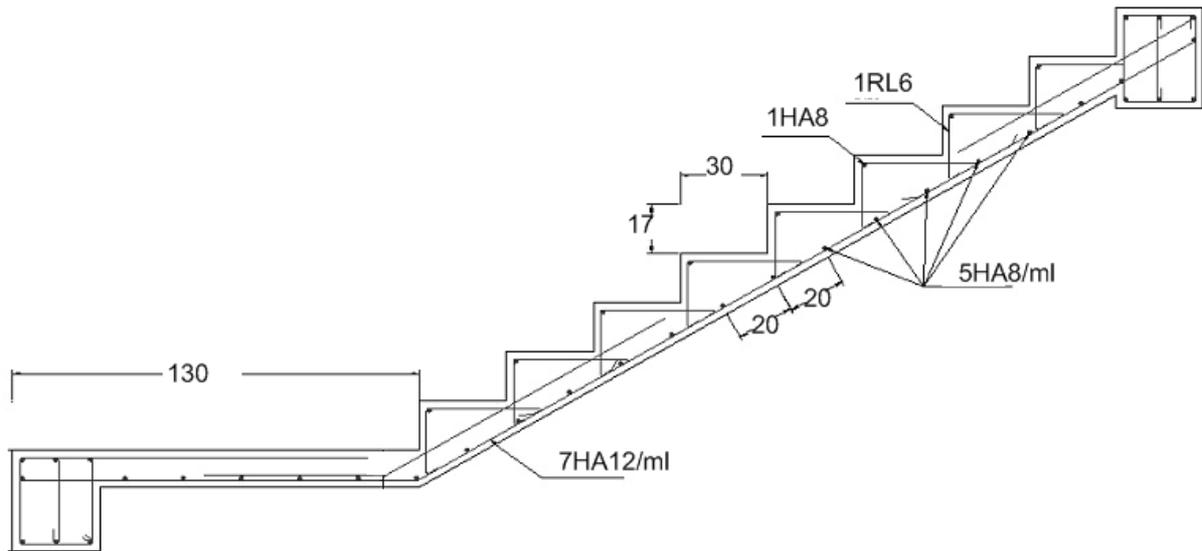


Fig. 3-7 : Ferrailage des escaliers courants.

4. Calcul des planchers :

4.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure .Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique. On distingue :

- ▶ plancher à corps creux.
- ▶ dalle pleine.

4.2. Plancher à corps creux :

Constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur. le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ Les poutrelles.
- ❖ La table de compression.

4.2.1. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges.

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la dalle de compression.

2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression.

4.2.1.1. 1^{ère} étape (avant le coulage) :

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre isostatique simplement appuyée soumise à son poids propre et au poids du corps creux et une surcharge concentrée Q appliquée en travée (à mi-portée) due à la présence d'un ouvrier sur le plancher :

$$Q = \text{Max} (1 \text{ kN (au milieu de la poutrelle) ; } 0.5 \text{ kN/ml portée)}$$

$$Q = \text{Max} (1 \text{ KN ; } 0,5 \times 3,8) = 1,90 \text{ kN.}$$

Les charges permanentes sont données dans le tableau suivant :

		G kN/ml
Poutrelle	$0,12 \times 0,04 \times 25$	0,12
Entrevous	$0,65 \times 1$	0,65
Total		0,77

Tab. 3-7 : Charges permanentes de calcul des poutrelles avant coulage.

La figure suivante donne le modèle de calcul et le positionnement des armatures :

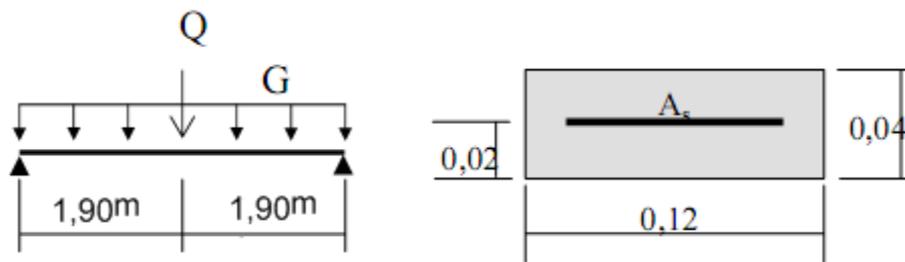


Fig. 3-8 : Modèle de calcul des poutrelles avant coulage.

a. Combinaisons d’actions :

ELU : $G_u = 1.35 G$ $G_u = 1,04 \text{ kN/ml}$
 $Q_u = 1,5Q$ $Q_u = 2,85 \text{ kN}$

ELS : $G_{ser} = G$ $G_{ser} = 0,77 \text{ kN/ml}$
 $Q_{ser} = Q$ $Q_{ser} = 1,90 \text{ kN}$

b. Sollicitations de calcul :

Moment max en travée kN.m		Effort tranchant max en appui kN	
ELU	ELS	ELU	ELS
4,58	3,19	3,40	2,41

Tab. 3-8 : Sollicitations combinées de calcul.

c. Calcul des armatures :

Le calcul sera fait en flexion simple

$$\mu = \frac{Mu}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,00458}{0,12 \times 0,02 \times 0,02 \times 15,3} = 6,23$$

$\mu > \mu_{lim} = 0,391$ (pivot B, Introduire des armatures de compression)

Comme la section est d’une très faible hauteur, il est impossible d’introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée.

Pour ce faire, on doit prévoir un étayement.

d. Calcul de l’étayement :

L’étayement doit nous ramener à une portée qui nous donnera un moment qui vérifie :

$$\frac{M_{elu}}{b d^2 f_{bu}} < \mu_{lim}$$

Avec :

$$M_{elu} = 1,35 \times G \times L^2 / 8 + 1,5 \times Q \times L / 4$$

L'inégalité précédente s'écrit :

$$(1,35G/8) \times L^2 + (1,5Q/4) \times L < bd^2 f_{bu} \mu_{lim}$$

En supposons que la nouvelle portée va nous donner : $Q = 1 \text{ kN}$,

On aura : $L < 0,80 \text{ m}$

Donc, pour une travée, 4 étayements sont nécessaires.

4.2.1.2. 2^{ème} étape (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 0,65m.

les poutrelles supportant les planchers (G, Q) à charges d'exploitations modérées. deux types de poutres continues sont à envisagés :

- ❖ 2 travées.
- ❖ 7 travées.

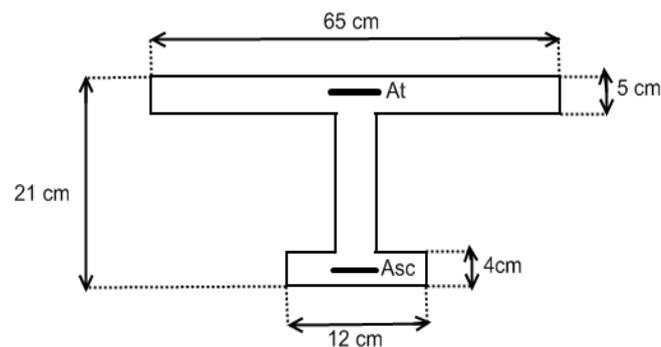


Fig. 3-9 : Section de calcul des poutrelles après coulage.

a. Calcul des actions :

Niveau	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	1,35G+1,5Q (KN/ml)	G+Q (KN/ml)
Terrasse (inaccessible)	4,27	0,65	6,74	4,92
Niveau courant	3,73	0,975	6,50	4,70
1 ^{ère} étage (des bureaux)	3,73	1,625	7,47	5,35
RDC(locaux commerciaux)	3,73	3,25	9,91	6,98

Tab. 3-9 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Comme les valeurs des actions sont proches, on va prévoir un seul type de poutrelles (en fonction du ferrailage), les actions à prendre pour le calcul sont les plus grandes.

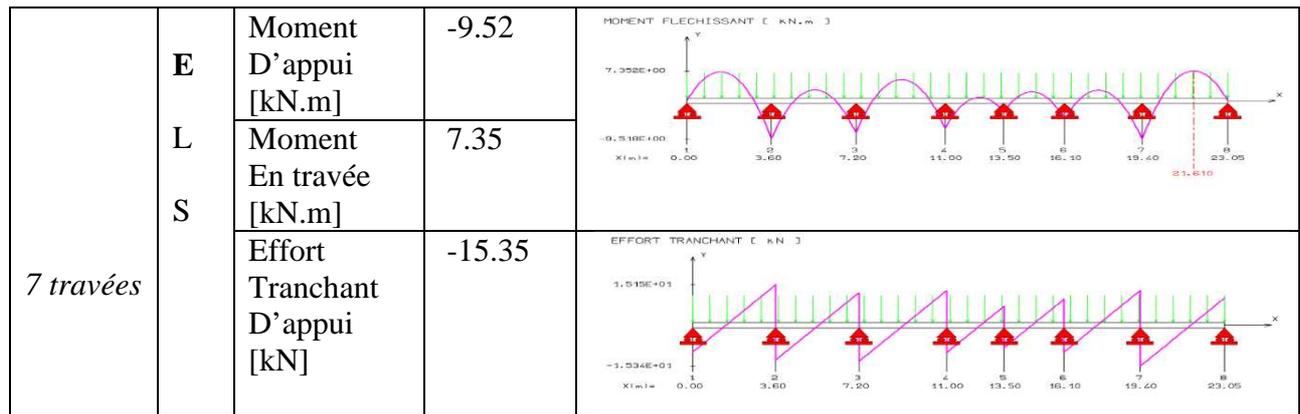
Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$$\begin{cases} P_u = 9,91 \text{ KN/ml} \\ P_s = 6,98 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

b. Sollicitations de calcul :

Pour avoir les sollicitations de calcul on va utiliser le logiciel de calcul de poutre continue **RDM6** Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Type		Sollicitations	Valeur Max	Diagrammes
2 travées	E L U	Moment D'appui [kN.m]	-15,07	
		Moment En travée [kN.m]	9,83	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	-22,22	
	E L S	Moment D'appui [kN.m]	-10,62	
		Moment En travée [kN.m]	6,92	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	-15,65	
7 travées	E L U	Moment D'appui [kN.m]	-13,51	
		Moment En travée [kN.m]	10,44	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	-21,79	



Tab. 3-10 : Sollicitations d de calcul de es poutrelles après coulage.

c) Calcul du ferrillage :

c.1. Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrillage va se faire à l'ELU seulement car la fissuration est considérée comme peu nuisible.les résultats sont donnés dans le tableau suivant ;

Type	position	moment ELU (kN.m)	A _{st} cm ²	A _{st} min (cm ²)	CHOIX	As Adoptée (cm ²)
2 travées	Appui	-15,07	2,30	1,57	2HA10+1HA8	2,08
	Travées	9,83	1,48	1,57	2HA8+1HA10	1,79
7 travées	Appui	-13.51	2,06	1,57	2HA10+1HA8	2,08
	Travées	10.44	1,58	1,57	2HA8+1HA10	1,79

Tab.3-11 : Ferrillage des poutrelles.

C.2. Armature de répartition :

On prend : 1HA12 (1,13 cm²)

c.3. Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α = 90°, et avec une section d'armatures transversales A_{st}=2Ø 6 (0,56 cm²) l'espacement des armatures transversales peut être déterminé par la formule suivante :

$$s_t \leq \frac{A_{st} * 0,9 * f_{su}}{(\tau_b - \tau_0) * b}$$

Avec : $\tau_0 = 0,3 \times f_{tj} \times k = 0,3 \times 2,22 \times 1 = 0,666 \text{ MPa}$

$$St \leq \frac{0,9 \times 0,57 \times 348}{10000 \times (3,25 - 0,66)0,04} = 0,17m ; \text{ donc l'espacement sera } S_t = 15cm$$

d. Vérification au cisaillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau_b = \frac{T_{elu}}{0,9 \times b \times d} \leq \bar{\tau}_b = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,6 \text{ MPa}$$

Type	Position	Effort tranchant Max ELU (kN.m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)
2 travées	Appuis	22,22	3,25	3,6
7 travées	Appuis	21,79	3,18	

Tab. 3-12 : Contraintes de cisaillement dans l'âme des poutrelles.

Pour des raisons constructives, on va adopter le même ferrailage pour toutes les poutrelles, et prévoir des chapeaux en zone d'appuis. L'épure d'arrêt des barres sera déterminée par la méthode forfaitaire.

e. Vérification de la condition de non fragilité:

Après le BAEL (Art.A.U.2 de BAEL91) :

$$\rho \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e}, \quad \text{Avec; } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$A_s \geq \frac{0,23 \times b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

▶ **En travée :**

$$\frac{0,23 \times 0,65 \times 0,19 \times 2,22}{400} = 1,57 < A_{sl} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

▶ **Sur appui :**

$$\frac{0,23 \times 0,65 \times 0,19 \times 2,22}{400} = 1,57 < A_{sl} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

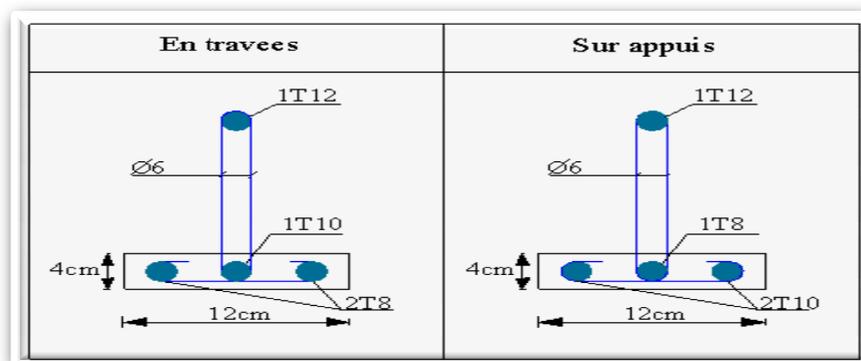


Fig. 3-10 : Schémas de ferrailage des poutrelles.

4.2.2. La table de compression :

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes [1] :

- ❖ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm.
- ❖ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm.
- ❖ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_s > 4 * L \text{ (cm)} / f_e \text{ (MPa)} = 4 * 65 / 240 = 1,08 \text{ cm}^2$$

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 25 cm x 25 cm et de nuance FeE240 avec des Ø6.

5. Dalles pleines :

5.1. Calcul des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine de 12 cm d'épaisseur qui travail comme une console encastree sur la poutre de rive.

a. Evaluation des charges :

$$G = 4,69 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

Pour 1 ml :

$$G = 4,69 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3,50 \text{ KN/ml}$$

b. COMBINAISONS :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 11,58 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = G + Q = 8,19 \text{ KN/ml}$$

c. Calcul de ferrailage :

$$P_u = 11,58 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = 8,19 \text{ KN/ml}$$

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, il sera calculé à l'ELU et une vérification à l'ELS :

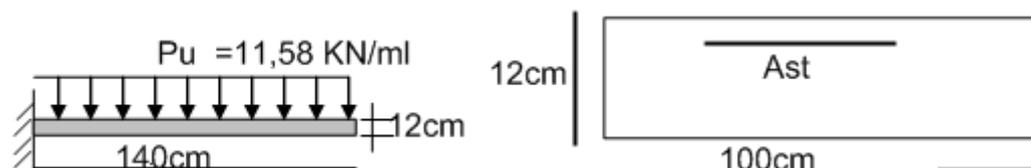


Fig. 3-11 : Modèle de calcul de balcon.

C.1. ELU:

$$M_{u\max} = -p_u L^2 / 2 = -11,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,34}{1000 \times 1 \times 0,01 \times 15,3} = 0,074 < \mu_{AB} = 0,187 \text{ d'ou } A_{sc} = 0 \text{ (pivot A)}$$

$$\mu < 0,104$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{0,93 \times d \times f_{su}} = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,50 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$)

C.2. Vérifications des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 0,008 \text{ MN.m}$$

$$\text{La position de l'axe neutre } y = 3,32 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\text{Le moment d'inertie } I = 5,61 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,008}{5,61 \times 10^{-5}} = 142,60 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_b = k \times y = 4,74 \text{ MN/m}^2 < \sigma_{lim} = 15,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times k (d - y) = 142,88 \text{ MN/m}^2 < \sigma_{lim} = 207,31 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

D'où les deux conditions sont vérifiées

d. Condition de non fragilité :

$$A_{s\min} = 0,23 \times b \times 0,9h \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{s\min} \quad \text{condition vérifiées}$$

e. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{lim} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{1,5}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,7 \text{ MPa (fissuration préjudiciable, } \alpha = 90)$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0,016}{0,9 \times 0,12 \times 1} = 0,15 \text{ MPa} < \tau_{lim} \quad \text{condition vérifiées}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

f. Armature de réparations :

$$A_r = A_s / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA8** ($2,51 \text{ cm}^2$)

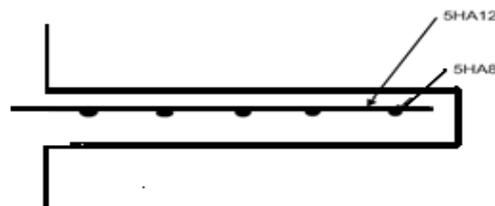


Fig. 3-12 : Schéma de ferrailage du balcon.

5.2. La dalle de la cage d'ascenseur :

C'est une dalle pleine carré 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 charges 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 :

- ▶ 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)

Tab. 3-13 : Résultats du ferrailage de la dalle de la cage d'ascenseur.

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 :

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

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

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

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

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

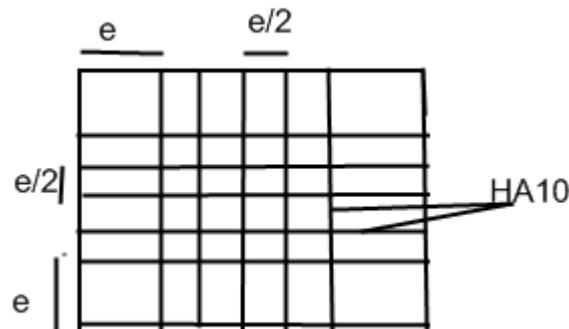


Fig. 3-13 : Schéma de ferrailage de la dalle.

5.3. La dalle du HALL :

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

$L_x = 6,85 \text{ m}$

$L_y = 5,43 \text{ m}$

Cette dalle contient une ouverture de 2,40m dans les deux sens, aux coordonnées suivantes :

$X = 2,5 \text{ m}$

$Y = 0,70 \text{ m}$

a. Évaluation des charges :

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation revenant à la dalle pleine sont données dans le tableau suivant :

Niveau	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	Combinaison à l'ELU
Plancher terrasse	6,566	1,00	10,364
Plancher courante	5,746	1,50	10,007
Plancher 1 ^{er} étage	5,746	2,50	11,507
Plancher RDC	5,746	5,00	15,257

Tab. 3-14 : charges revenant à la dalle pleine sur 4 appuis.

Pour le calcul, nous retenons la charge la plus défavorable $P_u = 15,257 \text{ kN/m}^2$.

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** :

Suivant X : $M_{xx} = 20,59 \text{ KN.m}$

Suivant Y : $M_{yy} = 20,31 \text{ KN.m}$

c. Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures on va considérer une section rectangulaire de $(100 \times 16) \text{ cm}^2$ avec un enrobage de 2 cm. les résultats donnés dans le tableau suivant. Sont obtenus par le logiciel **SOCOTEC Flexion** :

Suivant X [cm ² /m]	Suivant Y [cm ² /m]
4,39 (4HA12)	4,17 (4HA12)

Tab. 3-15 : Résultats du ferrailage de la dalle du hall

d. Vérification au cisaillement :

$$V_{xx} = -53,37 \text{KN}$$

$$V_{yy} = -59,20 \text{KN}$$

$$\tau_x = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d} = \frac{0,053}{0,9 \times 0,16 \times 1} = 0,37 \text{MPa}$$

$$\tau_y = \frac{V_{uy}}{b_0 \times d} = \frac{0,059}{0,9 \times 0,16 \times 1} = 0,41 \text{MPa}$$

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

$$\text{Max} (\tau_x, \tau_y) < \tau_{\text{lim}}$$

Donc : condition vérifiées

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

***ETUDE DYNAMIQUE ET
SISMIQUE***

1. Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement.

2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; le calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- ❖ la méthode statique équivalente.
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

3.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- 1) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- 2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en 1), les conditions complémentaires suivantes:
 - Zone I: tous groupes
 - Zone II : groupe d'usage 3
 - groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si 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 08m.

3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse 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 permise.

3.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

✓ REMARQUE :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies (vue l'irrégularité de la structure et la hauteur supérieur à 17m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale

4. Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

5. Nombre de modes à considérer :

Le nombre de mode à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est donné par le RPA99 comme suit :

- ❖ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ❖ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Avec un minimum de modes à retenir égal à trois (3) pour chaque direction considérée, Si les conditions citées précédemment ne sont pas vérifiées le nombre de mode à considérer est donné par la formule suivante :

$$K \geq 3 * \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2 \text{ sec}$$

Avec :

N : nombre de niveaux au dessus du sol

T_k : la période du mode K.

Pour notre structure, le nombre de modes à prendre en compte sera donné par l'inégalité précédente, car les 3 premières conditions ne sont pas vérifiées comme on peut voir dans le tableau suivant :

Mode	Période (s)	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	0,978257	3,3006	59,1701	3,3006	59,1701
2	0,800332	58,7328	3,3494	62,0335	62,5195
3	0,788035	0,0123	0,0772	62,0457	62,5967

Tab. 4-1 : Participation de la masse modale effective

Comme la structure comporte 14 niveaux, le nombre de mode à considérer doit être au moins de 12.

6. Combinaison des modes :

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

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

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

➤ **Méthode CQC (Combinaison Quadratique Complete):**

C'est la méthode la plus utilisée. Elle est basée sur la théorie des vibrations aléatoires, cette méthode est considérée comme la plus précise des méthodes de combinaison.

La résultante de l'effet recherché est donnée par l'expression suivante :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} E_i E_j}$$

Avec : ρ_{ij} : Coefficient de corrélation entre les modes i et j , il dépend des pulsations propres ω_i , ω_j et pourcentages d'amortissement critique des deux modes i et j .

Ce coefficient est donné par l'expression suivante :

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

Avec $r = \frac{\omega_i}{\omega_j}$ et ξ ; coefficient d'amortissement.

➤ **Méthode ABS:**

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

7. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- ❖ La structure est classée en groupe d'usage 2- suivant la classification des RPA 99 version 2003. ($h < 48m$).
- ❖ Le sol est de catégorie S2 (ferme), selon les résultats donnés par le laboratoire de Géotechnique LHNC ($p_{l_{moy}} \geq 10 \text{ bars}$, $E_{moy} \geq 60 \text{ bars}$)
- ❖ La structure se trouve dans une zone de sismicité élevée zone III (Alger-Draria).
- ❖ La structure étudiée fait 47,60m de hauteur, le système structurel est constitué de voiles porteurs en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la totalité de la charge horizontale.
- ❖ On ne va pas considérer la composante verticale de la force sismique, car on n'a pas de porte à faux qui dépasse 1,5 m comme stipulé par le RPA.

8. Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel *Etabs*, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 15 niveaux (sous sol+RDC+13 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations des RPA99 version 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques, dalle pleine), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et dalles par un élément de type SHELL.

La participation massique des charges est donnée comme suit :

$$w = G + \beta \times Q$$

Avec :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, avec $\beta = 0,2$.

- Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes. Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.
- Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

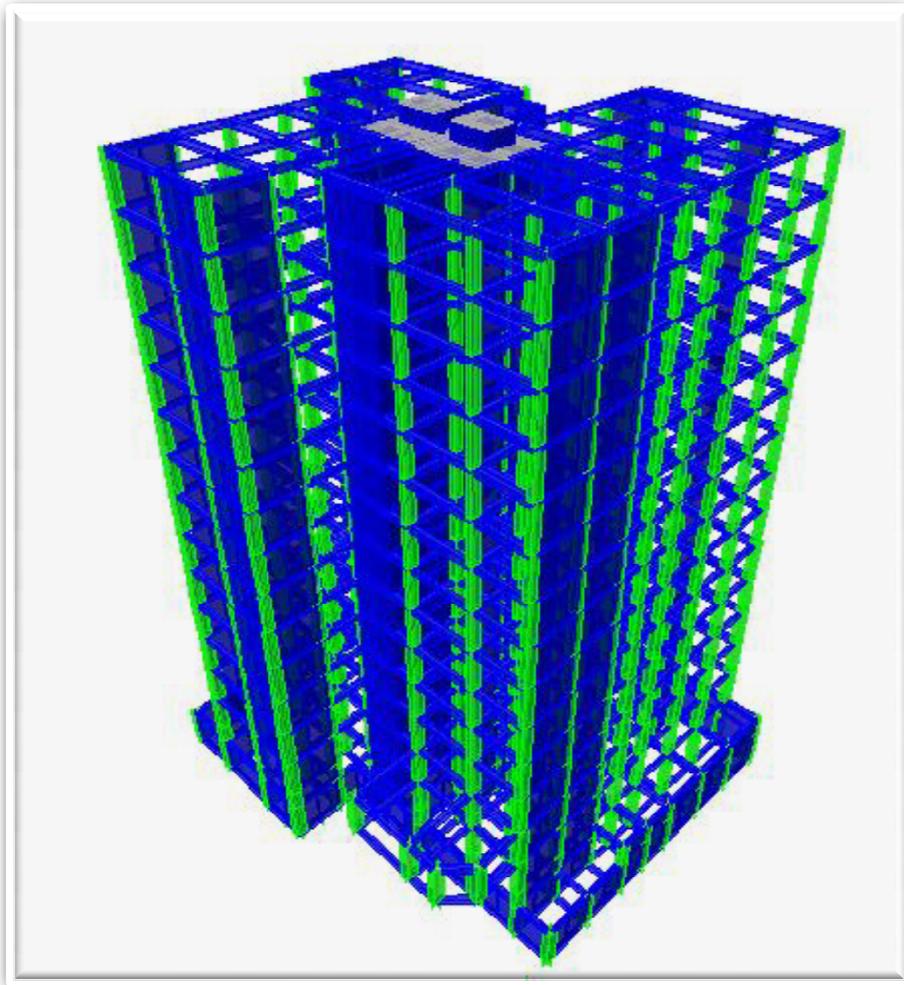


Fig. 4-1: Vue en 3D du modèle d'Etabs

9. Disposition des voiles :

Comme le système de contreventement choisi est le contreventement mixte, le choix des dispositions des voiles doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 :

- Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.
- Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$ (L : dimension du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

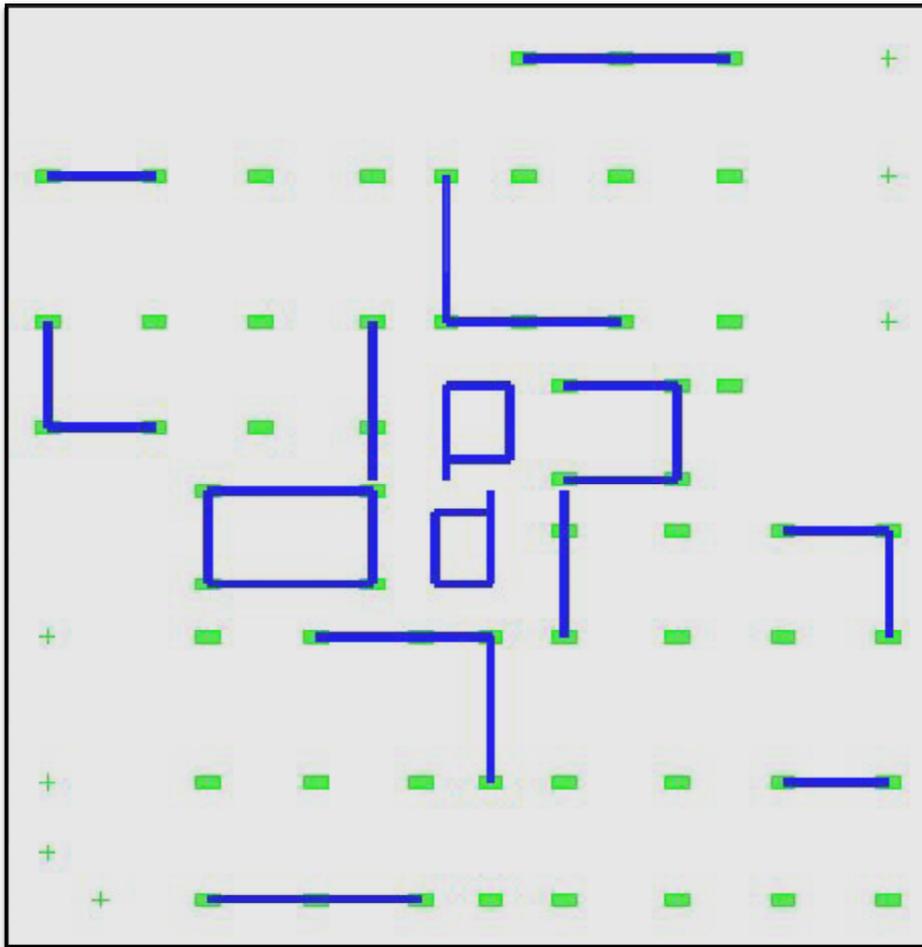


Fig. 4-2 : Disposition des voiles

10. Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

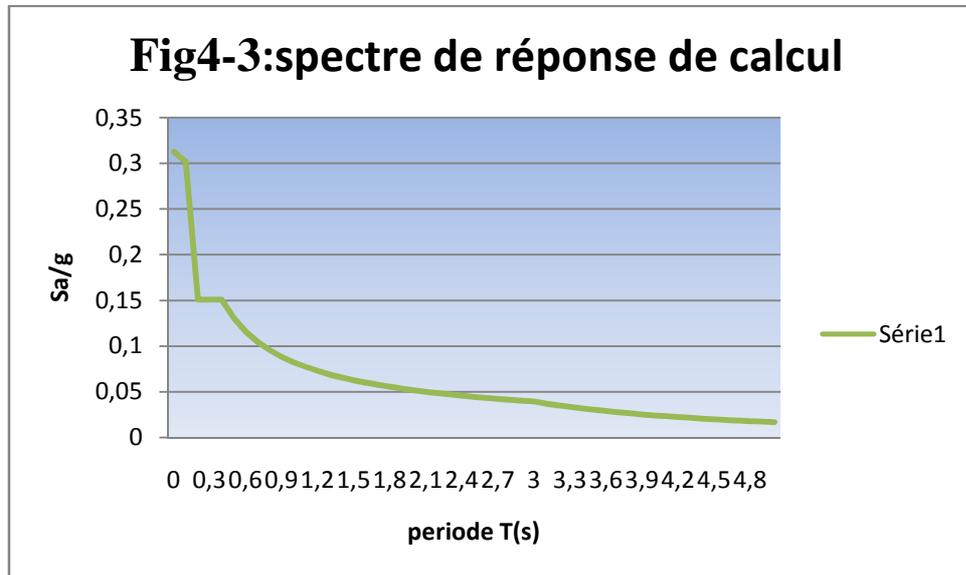
- ❖ Facteur A : Coefficient d'accélération de zone = **0,25**
- ❖ Facteur R : Facteur de comportement global de la structure = **3,5**
- ❖ Facteur Q : Facteur de qualité = **1,15**
- ❖ Coefficient d'amortissement $\xi = 8\%$
- ❖ Périodes caractéristiques $\left\{ \begin{matrix} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{matrix} \right\}$ (Site S2)
- ❖ $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,84$

Le spectre de réponse est donné par le tableau suivant :

T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g
0	0,3125	1,7	0,05746628	3,4	0,03159591
0,1	0,3018	1,8	0,05530715	3,5	0,03010543
0,2	0,1509	1,9	0,0533395	3,6	0,02872434
0,3	0,1509	2,0	0,05153755	3,7	0,02744189
0,4	0,1509	2,1	0,04988006	3,8	0,02624865
0,5	0,13046798	2,2	0,04834935	3,9	0,02513631
0,6	0,11546557	2,3	0,04693061	4,0	0,02409752
0,7	0,10413535	2,4	0,04561129	4,1	0,02312574
0,8	0,09522337	2,5	0,04438069	4,2	0,02221517
0,9	0,08799771	2,6	0,04322965	4,3	0,02136064
1,0	0,082	2,7	0,04215025	4,4	0,02055752
1,1	0,07692735	2,8	0,04113561	4,5	0,01980163
1,2	0,07257088	2,9	0,04017975	4,6	0,01908925
1,3	0,06878153	3,0	0,03927739	4,7	0,01841701
1,4	0,06544976	3,1	0,03685584	4,8	0,01778186
1,5	0,06249319	3,2	0,03495596	4,9	0,01718104
1,6	0,05984853	3,3	0,03320806	5,0	0,01661205

Tab.4-2 : spectre de réponse de calcul

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans la figure suivante :



11. Combinaison des réponses modales :

Le RPA 99 version 2003 propose de vérifier l'indépendance des modes par la formule suivante :

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \times \xi_j}}$$

$r = \frac{T_i}{T_j}$: Avec T_i, T_j les périodes des modes i et j et ξ_i, ξ_j les coefficients d'amortissement

des modes i et j ($T_i \leq T_j$).

Si la formule est satisfaite pour tous les modes on les considère comme étant indépendants et la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_i^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modales E_1, E_2 ; par exemple ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{E_l^2 + |E_1| + |E_2|}$$

E : résultante de l'effet considéré.

E_i, E_j : effets considérés pour les modes i, j respectivement.

12. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les centres de torsion et de masse pour chaque niveau de la structure sont donnés dans le tableau suivant :

Etage	Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité théorique[m]		Excentricité accidentelle[m]		Excentricité de calcul[m]	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Sous sol	14,396	15,734	14,395	15,885	0,001	0,151	1,155	1,575	1,156	1,726
RDC	14,685	16,167	14,650	15,760	0,035	0,483	1,425	1,435	1,460	1,918
1	14,741	16,211	14,064	16,660	0,677	0,449	1,425	1,435	2,102	1,884
2	15,337	16,590	14,165	16,551	1,172	0,390	1,425	1,435	2,597	1,825
3	14,703	15,975	14,240	16,462	0,463	0,487	1,155	1,435	1,618	1,922
4	14,695	16,009	14,299	16,382	0,396	0,373	1,155	1,435	1,551	1,808
5	14,744	15,964	14,346	16,309	0,398	0,345	1,155	1,435	1,553	1,780
6	14,696	15,975	14,386	16,238	0,310	0,263	1,155	1,435	1,465	1,698
7	14,692	15,975	14,420	16,172	0,272	0,197	1,155	1,435	1,427	1,632
8	14,689	15,975	14,447	16,111	0,242	0,136	1,155	1,435	1,397	1,571
9	14,689	15,975	14,472	16,053	0,217	0,078	1,155	1,435	1,372	1,513
10	14,686	15,975	14,494	15,999	0,192	0,024	1,155	1,435	1,347	1,459
11	14,683	15,975	14,511	15,953	0,192	0,022	1,155	1,435	1,347	1,457
12	14,683	15,975	14,527	15,913	0,156	0,062	1,155	1,435	1,311	1,497
13	14,889	15,681	14,538	15,883	0,351	0,202	1,155	1,435	1,506	1,637

Tab.4-3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

13. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Période [sec]	%de la masse modale suivant X	%de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	0,978257	3,3006	59,1701	3,3006	59,1701
2	0,800332	58,7328	3,3494	62,0335	62,5195
3	0,788035	0,0123	0,0772	62,0457	62,5967
4	0,224153	0,9806	14,3604	63,0264	76,9571
5	0,189804	0,2624	0,4227	63,2888	77,3797
6	0,171686	14,8922	0,891	78,181	78,2708
7	0,096479	0,3037	4,7023	78,4847	82,9731
8	0,083229	0,065	0,2646	78,5497	83,2377
9	0,072997	4,8714	0,2168	83,4212	83,4545
10	0,057175	0,1277	2,0891	83,5489	85,5436
11	0,049957	0,042	0,1812	83,5909	85,7248
12	0,04362	2,1387	0,0775	85,7296	85,8023

13	0,039714	0,0855	0,9792	85,8151	86,7816
14	0,03519	0,0409	0,1203	85,856	86,9018
15	0,030725	0,7502	0,1541	86,6062	87,056
16	0,03027	0,299	0,3464	86,9052	87,4024
17	0,027215	0,0382	0,0596	86,9434	87,462
18	0,02475	0	0,174	86,9434	87,636
19	0,023608	0,4773	0,0008	87,4207	87,6368
20	0,022401	0,0255	0,0001	87,4462	87,6369
21	0,021356	0,0039	5,8354	87,4501	93,4723
22	0,021026	0,0047	5,9597	87,4548	99,4319
23	0,019404	0,0904	0,0134	87,5452	99,4454
24	0,019252	0,0192	0,0446	87,5644	99,4899
25	0,018742	0,0001	0,2981	87,5645	99,788
26	0,017572	10,0407	0,0059	97,6051	99,7939
27	0,017198	0,3824	0	97,9875	99,7939
28	0,017063	0,4521	0,0204	98,4396	99,8143
29	0,017021	0,0441	0,1082	98,4837	99,9224
30	0,016623	1,0795	0	99,5631	99,9224

Tab.4-4 : Participation des masses modales effectives

✓ **REMARQUE :**

La valeur de la période donnée par ETABS vérifie la condition de l'article 4.2.4.4 du RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% ; avec :

$$T_{\text{Empirique}} = \min \left(0,09 \frac{hn}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{3/4} \right) = \min (0,8024, 0,7996, 0,9060) = 0,7996 \text{ s } (C_T = 0,05)$$

$$1,3 T_{\text{Empirique}} = 1,04 \text{ s}$$

$$T_{\text{ETABS}} = 0,978257 \text{ s} < 1,3 T_{\text{Empirique}} = 1,04 \text{ s}$$

Donc : condition vérifiée.

14. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente 'V'.

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit majorer l'effort tranchant à la base dans le rapport : $0,8 \frac{V_t}{V}$

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

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

Vt: Effort tranchant à la base de la tour déterminé par la méthode modale spectrale à l'aide d'ETABS'.

V : Effort tranchant à la base de la tour déterminé par la méthode statique équivalente calculé par la formule suivante :

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

W : poids total de la structure.

A : coefficient d'accélération de zone.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

A	Q	T _x (s)	T _y (s)	D _x	D _y	R	W (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)
0,25	1,15	0,80	0,76	1,32	1,36	3,5	136479,72	14798,30	15246,73

Tab.4-5 : Force sismique à la base par la méthode statique

Les résultats de la vérification de la force sismique sont représentés dans le tableau suivant :

Effort tranchant à la base sens x-x (kN)	V _x	14798,30
Effort tranchant à la base sens y-y (kN)	V _y	15246,73
	0.8V _x	11838,64
	0.8V _y	12197,38
Réaction à la base sens x-x (kN)		13870,20
Réaction à la base sens y-y (kN)		11224,17
Rapport des forces sens x-x		0,93
Rapport des forces sens y-y		0,73
Coefficient de majoration x-x		non
Coefficient de majoration y-y		1,09
Réaction à la base sens x-x (majoré)		13870,20
Réaction à la base sens y-y (majoré)		12234,34

Tab.4-6 : Vérification de la valeur de l'effort tranchant donnée par ETABS.

15. Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement :

Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale, plus de 20 % de la charge verticale. Cette vérification est résumée dans le tableau suivant :

Elément	Effort tranchant (kN)		Effort vertical (kN)	% d'effort tranchant (kN)		% d'effort vertical (kN)
	Sens x-x	Sens y-y		Sens x-x	Sens y-y	
Poteaux	314,90	539,40	83331,57	2	4	47,35
Voiles	13555,30	11694,94	92650,31	98	96	52,65
Effort vertical total à la base (kN)	175981,88					
Effort tranchant max total à la base (kN)	13870,20	12234,34				

Tab.4-7 : Vérification de la répartition des efforts dans la structure

16. Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^o ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0.10$$

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

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

Δ_K : Le déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K₁" est donné par :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

δ_K : Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est donné par:

$$\delta_K = R * \delta_{eK}$$

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

R: coefficient de comportement.

h_K : hauteur de l'étage "K".

- Si $0.10 \leq \theta_K \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur:

$$\frac{1}{1 - \theta_K}$$

- Si $\theta_K > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Etage	Hi(m)	Pk(KN)	Sens x – x			Sens y – y		
			Δk(m)	VX(m)	θk	Δk(m)2	VY(KN)	θk
13	3,06	8328,38	0,007	1559,87	0,01221374	0,0084	1425,67	0,01603612
12	3,06	16562,57	0,00665	2746,22	0,01310668	0,0084	2384,78	0,01906502
11	3,06	24796,77	0,00665	3536,19	0,01523911	0,00875	3043,49	0,02329753
10	3,06	33236,45	0,00665	4148,65	0,01741037	0,0091	3586,61	0,02755817
9	3,06	41676,13	0,00665	4705,36	0,0192484	0,0091	4102,44	0,030211
8	3,06	50115,81	0,00665	5226,83	0,02083707	0,0091	4621,91	0,03224581
7	3,06	58782,6	0,00665	5699,76	0,02241261	0,00875	5046,82	0,03330563
6	3,06	67449,39	0,0063	6148,88	0,02258401	0,00875	5451,06	0,03538211
5	3,06	76084,39	0,00595	6554,81	0,02256997	0,00805	5743,02	0,03485216
4	3,06	84979,04	0,00525	6955,61	0,02096112	0,00735	6067,56	0,03364059
3	3,06	93894,57	0,0049	7350,24	0,02045567	0,00665	6352,86	0,03211969
2	3,06	103369,09	0,00385	7742,3	0,01679809	0,0056	6699,52	0,02823668
1	3,06	113297,24	0,0021	8000,57	0,00971843	0,00315	6929,74	0,01683029
RDC	4,59	123294,76	0,00035	13434,04	0,00069983	0,00035	10870,75	0,00086485
S – sol	2,96	136479,72	0,00035	13743,72	0,00117419	0,00035	11127,42	0,00145027

Tab .4-8 : Vérification vis-à-vis de l’effet P-Δ

Θ < 0.1 Donc l’effet P-Δ est négligeable pour les deux directions.

17. Vérification des déplacements latéraux inters étage :

L’une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l’article 5.10 du RPA99, l’inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta} c$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e$$

h_e : représente la hauteur de l’étage.

Etage	Hi(m)	Sens longitudinal		Sens transversal	
		Δk(m)	$\bar{\Delta}$	Δk(m)	$\bar{\Delta}$
13	3,06	0,007	0,0306	0,0084	0,0306
12	3,06	0,00665	0,0306	0,0084	0,0306
11	3,06	0,00665	0,0306	0,00875	0,0306
10	3,06	0,00665	0,0306	0,0091	0,0306
9	3,06	0,00665	0,0306	0,0091	0,0306
8	3,06	0,00665	0,0306	0,0091	0,0306
7	3,06	0,00665	0,0306	0,00875	0,0306
6	3,06	0,0063	0,0306	0,00875	0,0306
5	3,06	0,00595	0,0306	0,00805	0,0306
4	3,06	0,00525	0,0306	0,00735	0,0306
3	3,06	0,0049	0,0306	0,00665	0,0306
2	3,06	0,00385	0,0306	0,0056	0,0306
1	3,06	0,0021	0,0306	0,00315	0,0306
RDC	4,59	0,00035	0,0459	0,00035	0,0459
s-sol	2,96	0,00035	0,0296	0,00035	0,0296

Tab .4-9 : Vérification des déplacements latéraux inters étage

On a : $\Delta_k < 1 \% h_k$ pour tous les niveaux et pour les deux sens

Donc la justification vis-à-vis des déformations est vérifiée

18. Vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens longitudinal(x-x) et transversal (y-y) la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Mr : moment renversant obtenu depuis les résultats d’analyse par logiciel (ETABS).

Ms : moment stabilisant :

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : poids total de la structure.

	W total de structure(KN)	Dimension (L/2) (m)	M Stabilisant (KN.m)	M renversant (KN.m)	$\frac{M_s}{M_r}$
Sens x-x	136479,72	14,25	1944836,01	440147,68	4,42
Sens y-y		15,75	2149555,59	388236,39	5,54

Tab .4-10 : Vérification au renversement

La stabilité au renversement est vérifiée.

***FERRAILLAGE DES
ELEMENTS RESISTANTS***

1. Introduction :

Dans ce chapitre nous devons étudier le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles), Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé BAEL, CBA93 et RPA99/V2003.

2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

➤ **Cas durable :**

Béton :

$$\begin{aligned} \gamma_b &= 1,5 \\ f_{c28} &= 27 \text{ MPa} \\ f_{bu} &= 15,3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Acier :

$$\begin{aligned} \gamma_s &= 1,15 \\ F_e &= 400 \text{ MPa} \\ F_{su} &= 348 \text{ MPa} \end{aligned}$$

➤ **Cas accidentel :**

Béton :

$$\begin{aligned} \gamma_b &= 1,15 \\ f_{c28} &= 27 \text{ MPa} \\ f_{bu} &= 19,95 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Acier :

$$\begin{aligned} \gamma_s &= 1 \\ F_e &= 400 \text{ MPa} \\ F_{su} &= 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2.1 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91 :**

$$\text{E.L.U. : Situation durable : } 1,35 G + 1,5 Q$$

➤ **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (article 5.2)

$$G+Q+E$$

$$0.8G+E$$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie

de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

1ere) N_{max}, M_{corr}

2eme) M_{max}, N_{corr}

3eme) N_{min}, M_{corr}

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max des trois valeurs des trois Combinaisons des charges (cas plus défavorable).

2.2 Recommandation du RPA99/version 2003 :

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

- $A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 4\%$ en zone courante.
- $A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 6\%$ en zone de recouvrement.
- $A_{min} = A_s > 0,9 \% b \times h$
- Le diamètre minimum est de 12 mm.

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

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

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

2.3 Les résultats de l'ETABS :

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ETABS sont résumés dans les tableaux qui suivent :

- Poteaux 50x80 : (s/sol, RDC, 1^{ere} étage)
- Poteaux 45x75 : (2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage)
- Poteaux 40x70 : (5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étage)
- Poteau 35x65 : (8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} étage)
- Poteau 30x60 : (11^{eme}, 12^{eme}, 13^{eme} étage)

Niveau	Section [cm ²]	ELU 1,35 G+1,5Q					
		N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]
s/sol, RDC, 1 ^{ere} étage	50x80	2863,710	5,592	53,676	1736,370	451,830	2,035
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	45x75	2166,100	17,755	52,146	877,200	374,150	2,243
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	40x70	1566,480	16,867	53,938	453,200	215,980	1,529
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme} étage	35x65	1019,300	16,644	62,875	499,280	89,430	2,484
11 ^{eme} , 12 ^{eme} , 13 ^{eme} étage	30x60	512,870	16,180	76,873	128,290	3,920	2,761

Tab 5-1 : Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

Niveau	Section [cm ²]	RPA G+Q±E					
		N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]
s/sol, RDC, 1 ^{ere} étage	50x80	2112,770	7,063	79,508	1408,380	336,830	7,549
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	45x75	1601,090	35,543	72,491	679,720	320,130	11,869
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	40x70	1158,00	38,114	75,525	530,290	181,260	13,065
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme} étage	35x65	754,100	35,014	74,073	379,060	79,890	0,568
11 ^{eme} , 12 ^{eme} , 13 ^{eme} étage	30x60	379,740	27,040	80,474	107,540	4,110	0,399

Tab 5-2 : Efforts internes sous G+Q±E

Niveau	Section [cm ²]	RPA 0.8G±E					
		N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]
s/sol, RDC, 1 ^{ere} étage	50x80	1658,150	6,297	78,455	1328,960	268,660	7,493
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	45x75	1600,260	37,618	69,125	605,590	271,190	11,679
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	40x70	915,960	37,322	73,518	437,00	150,290	12,819
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme} étage	35x65	596,910	34,176	69,268	230,75	67,850	0,560
11 ^{eme} , 12 ^{eme} , 13 ^{eme} étage	30x60	301,220	26,198	72,607	86,540	3,590	0,396

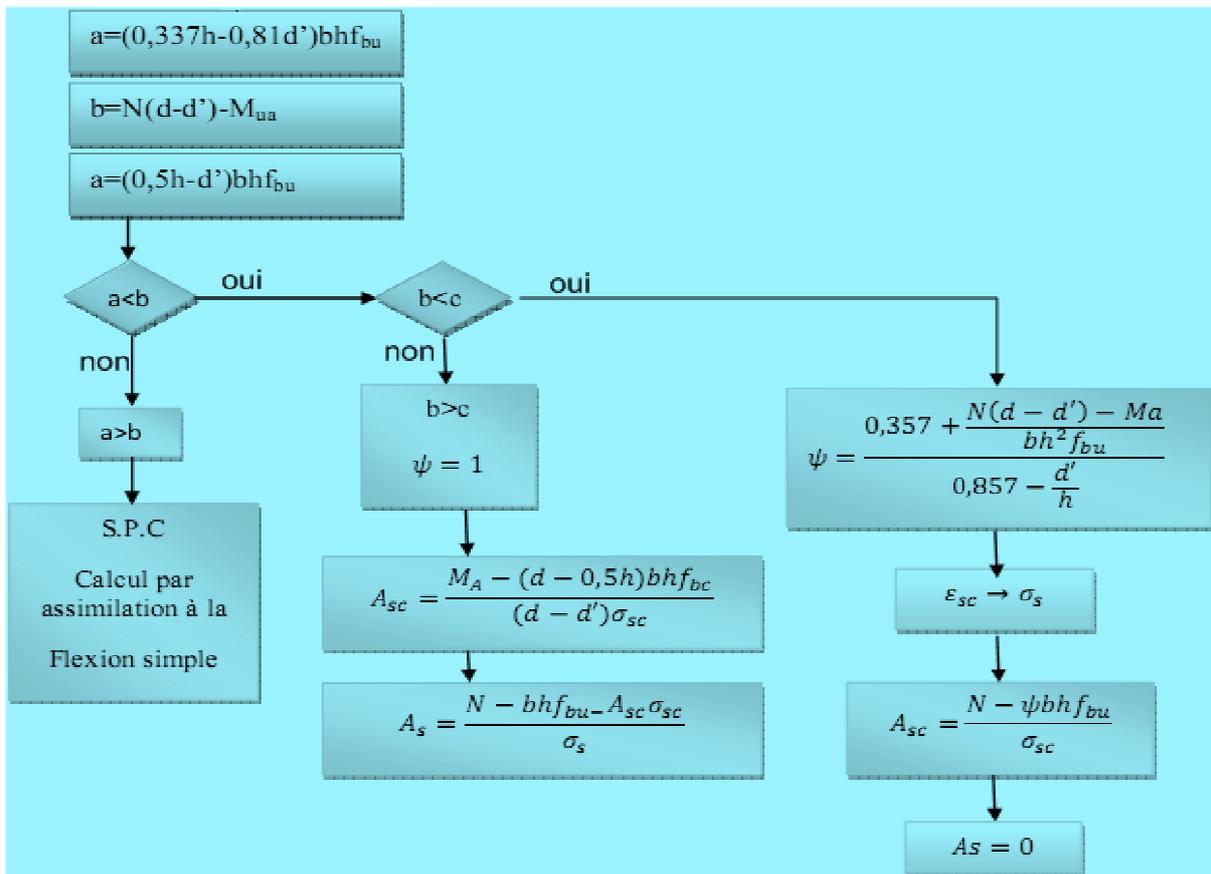
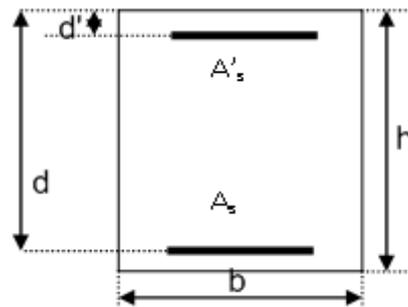
Tab 5-3 : Efforts internes sous 0.8G±E

2.4 Sections minimales exigées par le RPA99/version2003 :

- Poteaux 80x50 : (s/sol, RDC, 1^{ère} étage) $A_s = 36 \text{ cm}^2$
- poteaux 75x45 : (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage) $A_s = 30,38 \text{ cm}^2$
- Poteaux 70x40 : (5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage) $A_s = 25,20 \text{ cm}^2$
- Poteau 65x35 : (8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage) $A_s = 20,48 \text{ cm}^2$
- Poteau 60x30 : (11^{ème}, 12^{ème}, 13^{ème} étage) $A_s = 16,20 \text{ cm}^2$

❖ ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE

N : effort normal
 M : moment flechissant
 $d=0,9.h$



2.5 Exemple de ferrailage :

Soit un poteau du RDC (dimensions : 80x50) cm²:

d = 75cm, d' = 5cm, b = 50cm, acier Fe E400

$N_{max} = 2863,710 \text{ KN}$; $M_{corres} = 5,592 \text{ KN.m}$ (ELU: 1,35G+1,5Q)

$N_{max} = 2863,710 \text{ KN}$

$M_{corres} = 5,592 \text{ KN.m}$

$e_0 = \frac{M_{G0}}{N_{max}} = \frac{5,592}{2863,710} = 0,002\text{m}$

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,710}{i} = 13,91 < 50 \dots \dots \dots l_f$: longueur de flambement

❖ On va introduire une excentricité additionnelle e_a

$e_a \geq \max(2cm; \frac{l(cm)}{250}) = \max(2cm; \frac{459}{250} = 1,836cm) = 0,02\text{m}$

$e = e_0 + e_a = 0,022\text{m}$

❖ On va majorer les sollicitations par le coefficient γ_n :

On a : $\frac{e_0}{h} = \frac{0,002}{0,8} = 0,0025 < 1$

Donc : $\gamma_n = 1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2$

Donc : $\gamma_n = 1,04$

$N^{corriger} = 2978,26 \text{ KN}$; $M^{corriger} = 5,816 \text{ KN.m}$

On a : $f_{bu} = 15,3\text{MPa}$

$A = (0,337h - 0,81 d') b \cdot h \cdot f_{bu}$.

$A = (0,337 \times 0,8 - 0,81 \times 0,05) 0,5 \times 0,8 \times 15,3 = 1,402 \text{ MN.m}$

$B = N_u (d - d') - M_A$

$M_A = N_u \times e_{Ast} = 2978,26 \times 0,0372 = 1107,91 \text{ KN.m}$

$B = 2978,26 (0,75 - 0,05) - 1107,91 = 0,977 \text{ KN.m}$

$A > B$ Section partiellement comprimée (SPC)

$\mu = 0,257 > 0,187 \dots \dots \dots$ Pivot B

$\mu < \mu_{lim} = 0,39 \dots \dots \dots A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

$A_{st} = 0,8 \alpha b d f_{bu} \times \frac{1}{f_{su}} = 49,93 \text{ cm}^2$

$A_{streeille} = 0,004993 - \frac{2,97826}{348} = 49,93 - 85,58 = -35,65 \text{ cm}^2 < 0 \text{ cm}^2$

Section surabondante (on prend le min)

2.6 Détermination des armatures longitudinales :

La quantité de ferrailage des poteaux est présentée dans les tableaux suivants :

Niveau	Section [cm ²]	ELU 1,35 G+1,5Q	
		Ast [cm ²]	Asc [cm ²]
s/sol, RDC, 1 ^{ère} étage	50x80	0,00	0,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	45x75	0,00	0,00
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	40x70	0,00	0,00
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	35x65	0,00	0,00
11 ^{ème} , 12 ^{ème} , 13 ^{ème} étage	30x60	1,86	0,00

Tab.5-4 : Ferrailage obtenu par ELU (1,35 G+1,5Q)

Niveau	Section [cm ²]	RPA G+Q±E	
		Ast [cm ²]	Asc [cm ²]
s/sol, RDC, 1 ^{ère} étage	50x80	0,00	0,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	45x75	0,00	0,00
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	40x70	0,00	0,00
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	35x65	0,00	0,00
11 ^{ème} , 12 ^{ème} , 13 ^{ème} étage	30x60	2,35	0,00

Tab.5-5 : Ferrailage obtenu par RPA (G+Q±E)

Niveau	Section [cm ²]	RPA 0.8G±E	
		Ast [cm ²]	Asc [cm ²]
s/sol, RDC, 1 ^{ère} étage	50x80	0,00	0,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	45x75	0,00	0,00
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	40x70	0,00	0,00
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	35x65	0,00	0,00
11 ^{ème} , 12 ^{ème} , 13 ^{ème} étage	30x60	2,26	0,00

Tab.5-6 : Ferrailage obtenu par RPA (0.8G±E)

Remarque :

- Les sections adoptées sont les sections minimales exigées par le RPA99/version 2003, parce qu'elles sont les plus grandes.
- On va adopter le même ferrailage pour les poteaux solidaire des voiles et les poteaux non adhérents au voile (isolé)

Niveau	Section [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]	Choix des barres	A _{choisi} (cm ²)
s/sol, RDC, 1 ^{ere} étage	50x80	36	4HA20+12HA16	36,69
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	45x75	30,38	16HA16	32,16
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	40x70	25,20	8HA16+6HA14	25,31
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme} étage	35x65	20,48	6HA16+6HA14	21,29
11 ^{eme} , 12 ^{eme} , 13 ^{eme} étage	30x60	16,20	4HA16+6HA14	17,27

Tab.5-7 : choix des barres

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

$$A_s \geq A_{s \min} = \frac{0,23b \, d f_{t28}}{f_e}$$

$A_s > A_{s \min} = 4,74 \text{cm}^2$ condition vérifiée

2.7 Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

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

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

2.7.1 Espacement des cadres (RPA 99 v2003) :

La valeur maximale est fixée comme suit :

❖ **En zone nodale (zone III) :**

t ≤ 10cm

On prend une valeur de **t=10cm**

❖ **En zone courante (zone III) :**

t ≤ Min (b₁/2, h₁/2, 10Φ_l)

Φ_l : diamètre minimal longitudinal

On prend : **t =15 cm.**

2.7.2 Espacement des cadres (BAEL 91) :

St= min (12 Φ_l; a/2; 30 cm) = 16, 8 cm. (en zone courante).

a : la plus petite dimension

St= min (8 Φ_l; a/4 ; 15 cm)= 11,2 cm (en zone critique).

Donc on a : St = min (RPA, BAEL)

Donc on adopte : Zone critique (nodale) : **St = 10cm.**

Zone courante : **St= 15 cm.**

Détermination de ρ_a :

Calcul de l'élanement géométrique du poteau λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 4,59}{0,8} = 4,01 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 4,59}{0,5} = 6,42 \quad \text{donc : } \rho_a = 2,50$$

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux. (pour être dans la sécurité)

$$V_{\text{MAX}} = 75.37 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } \rho_a = 2, 5: \quad A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{2,5 \times 0,07537}{0,8 \times 400} \times 0,1 = 0, 58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour } \rho_a = 3,75: \quad A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{3,75 \times 0,07537}{0,8 \times 400} \times 0,1 = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.58 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5 cadres de $\Phi 8$ $A_t = 2.51 \text{ cm}^2$

Barres (transversale)	St (zone courante) cm	St (zone nodale) cm
$5\Phi 8$	15	10

2.8 Vérification des poteaux à l'effort tranchant :

$$V_{u_{\text{max}}} = 75.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,07537}{0,9 \times 0,8 \times 0,5} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad (\text{RPA})$$

ρ_d est égal à 0,075 car l'élanement géométrique $\lambda_g = 6,42 > 5$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 27 = 2,025 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{MPa}) = 3,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \min (\tau_{bu}, \tau_{lim})$$

Donc : Condition vérifiée

2.9 Vérification la section minimale des cadres :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} (\%) = \frac{2.51}{15 \times 50} = 0,34\%$$

Dans notre cas $\lambda_g = 6.42$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} (\%) = 0,34\% > 0,30\%$$

Donc : Condition vérifiée

2.10 Croquis de ferrailage :

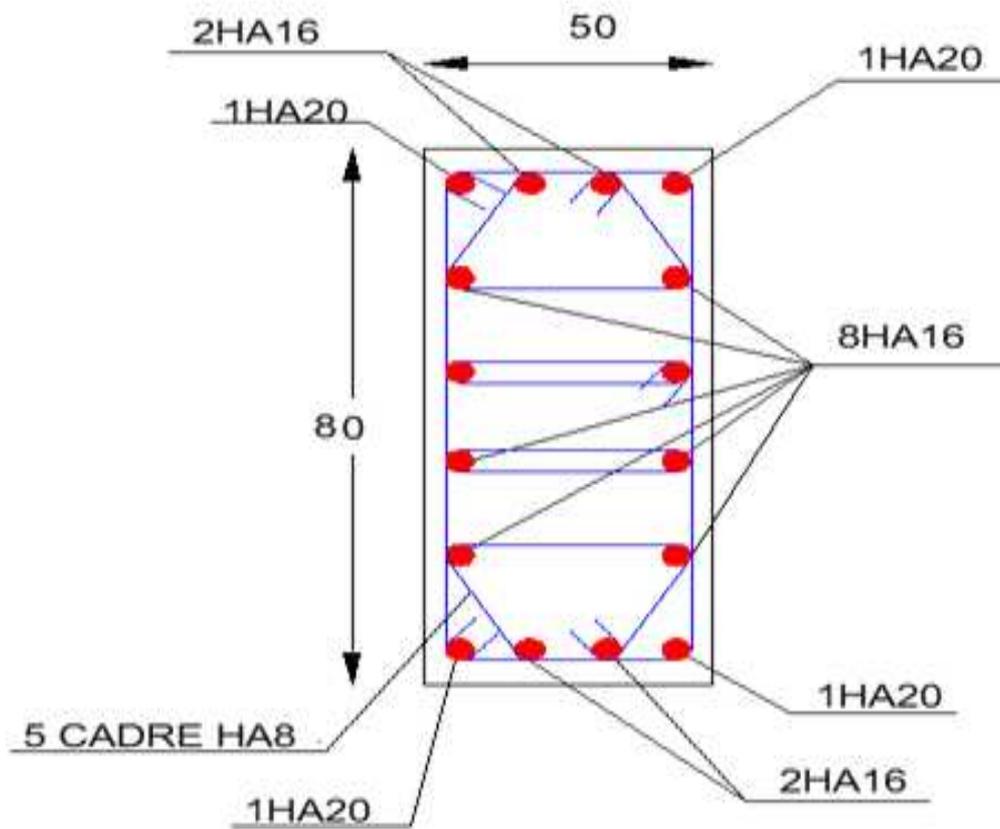


Fig. 5-1: croquis de ferrailage des poteaux de s/sol, RDC, 1er étage

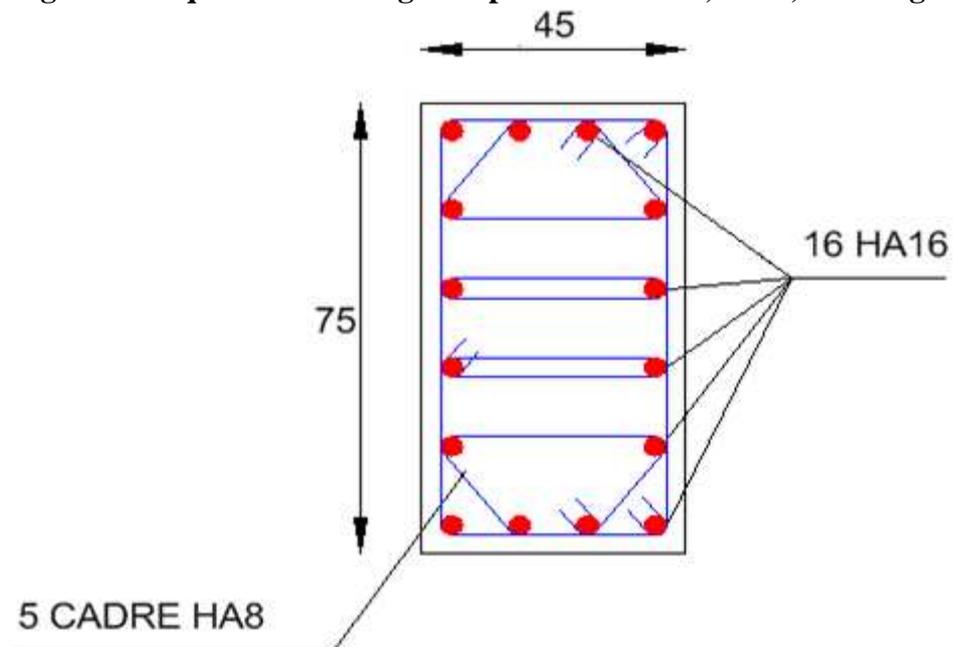


Fig.5-2 : croquis de ferrailage des poteaux de 2eme, 3eme, 4eme étage

3. Ferrailage des poutres:

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

3.1 Les combinaisons de calcul :

- $1.35G + 1.5 Q$ selon CBA93
- $G + Q \pm E$ selon RPA99
- $0,8 G \pm E$ selon RPA99

-La combinaison $(1,35G+1,5Q)$ nous permet de déterminer le moment maximum en travée.

-La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

-La combinaison $(0,8G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

3.2 Ferrailage longitudinal :

Les étapes de calcul sont données dans l'organigramme ci après. Néanmoins il faut respecter les pourcentages minimaux donnés par les **CBA93** et **RPA99/03**.

- **Ferrailage minimal d'après CBA93 (Condition De Non Fragilité) :**

$$A_s \geq A_{s \min} = \frac{0,23b df_{t28}}{f_e}$$

- Pour les poutres principales (45×30) $A_{s \min} = 1,550 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres secondaires (40×25) $A_{s \min} = 1,149 \text{ cm}^2$.

- **Pourcentage minimal d'après RPA99 version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{s \min} = 0,5\% (b \times h).$$

- Pour les poutres principales (45×30) $A_{s \min} = 6,75 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres secondaires (40×25) $A_{s \min} = 5,00 \text{ cm}^2$.

- **Pourcentage maximal d'après RPA99 version 2003 :**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

- Pour les poutres principales (45×30) :
 - $A_{s \max} = 54 \text{ cm}^2$ (zone courante)
 - $A_{s \max} = 81 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement)
- Pour les poutres secondaires (40×25)
 - $A_{s \max} = 40 \text{ cm}^2$ (zone courante)
 - $A_{s \max} = 60 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement)

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est :

- 50Φ en zone III

3.3 Ferrailage transversales :

Pour reprendre l’effort tranchant et limiter les fissures des armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l’axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cour elles forment une ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales.

D’après **RPA99/03** L’espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ❖ Dans la zone nodale et en travée en prend le minimum de (h/4, 12Φ_l)
- ❖ En dehors de la zone nodale: St ≤ h/2

Remarque :

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés qu’il faut considérer.

L’Article (7.5.2.2) impose une quantité d’armatures transversales minimales donnée par la formule suivante : $A_t = 0.003 \times St \times b$

D’après **CBA93 (Art.5.1.2.2)** l’espacement St des cours d’armatures transversales est déterminé comme suit :

- ❖ St ≤ min (0,9d, 40cm)

L’Article(A.5.1.2.2) impose une quantité d’armatures transversales minimales donnée par la formule suivante :

$$\frac{A_t \times f_{e}}{b_0 \times St} \geq \text{Max} (\tau_u ; 0,4\text{MPa})$$

3.4 Exemple de ferrailage :

Les armatures seront calculées à l’état limité ultime « ELU » sous l’effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE FeF40)		
	Y _b	F _{c28} (MPa)	f _{bu} (MPa)	Y _s	Fe (MPa)	Fsu(MPa)
Durable	1,5	27	15,30	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	27	19,96	1	400	400

Pour une poutre de section (30x45) cm²..... poutre principale (poutre porteuse)
On a :

d = 40cm, d’ = 5cm, b= 30cm

M_{max} (en travée) = **102,961** KN.m (1.35G + 1.5 Q)

M_{max} (sur l’appui) = **98,313** KN.m (G + Q ± E)

a. Ferrailage longitudinal :**a.1 Ferrailage en travée (cas Durable) :**

$$M_{ult} = 0,103 \text{ MN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,103}{0,3 \times 0,16 \times 15,3} = 0,14$$

$$\mu = 0,14 < \mu_{AB} = 0,187$$

donc : il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le pivot A ($f_{su} = 348 \text{ MPa}$; $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,19$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,37 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ult}}{Z \times f_{su}} = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = 8 \text{ cm}^2$$

a.2 Ferrailage au niveau des appuis (cas Accidentelle) :

$$M_{ult} = 0,099 \text{ MN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,099}{0,3 \times 0,16 \times 19,96} = 0,103$$

$$\mu = 0,103 < \mu_{AB} = 0,187 \quad (A_{sc} = 0, \text{ pivot A, } f_{su} = 348 \text{ MPa} ; \epsilon_s = 10 \text{ ‰})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,136$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,378 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1,07 \times M_{ult}}{d \times f_{su}} = 6,62 \text{ cm}^2 \quad (\mu = 0,103 < \mu = 0,104)$$

a.3 Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :

$$A_{s \min} = 6,75 \text{ cm}^2.$$

a.4 Condition de non-fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0,23b df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 1,55 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

➤ En travée :

$$A_s = \max(A_{st1}, A_{st2}, A_{st3}) = \max(8 ; 6,75 ; 1,55)$$

$$A_s = 8,00 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appui :

$$A_s = \max(A_{st1}, A_{st2}, A_{st3}) = \max(6,54 ; 6,75 ; 1,55)$$

$$A_s = 6,75 \text{ cm}^2$$

a.5. Choix des barres:

➤ **En travée :**

$A_s = 8,00 \text{ cm}^2$

3HA16 + 3HA14 ($A_s = 10,64\text{cm}^2$)

➤ **Sur appui :**

$A_s = 6,75 \text{ cm}^2$

3HA16 + 3HA14 ($A_s = 10,64\text{cm}^2$)

3.5 Résultats de ferrailage longitudinal :

Pour Le ferrailage on prend les poutres le plus sollicités selon les deux sens, sens porteur et non porteur Les résultat sont représentés dans les tableaux suivants :

Section [cm ²]	Position	M [KN.m]	μ	α	Z(m)	A_{cal} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]	A_s [cm ²] adopter	Choix des barres	A_s [cm ²] réelle
30×45	Travée	102,961	0,14	0,19	0,37	8	6,75	8cm	3HA16+ 3HA14	10,64
25×40	Travée	84,708	0,18	0,25	0,315	7,70	5,00	7,70	3HA12 + 3HA16	9.48

Tab.5-8 : calcul des sections d'armatures sous 1,35G+1,5Q

Section [cm ²]	Position	M [KN.m]	μ	α	Z(m)	A_{cal} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]	A_s [cm ²] adopter	Choix des barres	A_s [cm ²] réelle
45×30	Appui	98,313	0,103	0,136	0,378	6,62	6,75	6.75	3HA16+ 3HA14	10,64
40×25	Appui	89,859	0,147	0,20	0,322	6,98	5,00	6,98	3HA12 + 3HA16	9.48

Tab.5-9 : calcul des sections d'armature sous G + Q + E

3.6 Calcul des armatures transversales :

3.6 .1 Les poutres principales (45×30) :

Selon le **CBA93**, la section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \times St}{f_e}$$

b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

tel que : $St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$.

Soit: $St = 30\text{cm}$.

Le **RPA99/version 2003** impose les conditions suivantes :

- En zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_1) = 10\text{cm}$.
- En zone courante : $St \leq h/2 ; St = 20\text{cm}$.

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $St = 10\text{cm}$.
- En zone courante : $St = 20\text{cm}$

On aura alors :

$$At_1 \geq \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,2}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$At_2 \geq \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,1}{400} = 0,3 \text{ cm}^2$$

Soit : $At_{CBA} = 0,6\text{cm}^2$

D'après **RPA99/03** La quantité d'armatures transversales minimales est :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

$$At_1 = 0.003 \times 0,2 \times 0,3 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$At_2 = 0.003 \times 0,1 \times 0,3 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Soit : $At_{RPA} = 1,8 \text{ cm}^2$

Donc : $At = \max(0,6\text{cm}^2; 1,8 \text{ cm}^2)$

Le choix des barres est le suivant : $4\Phi 8 \left\{ \Phi 8 < \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi L \right) = \Phi 12 \right\}$
 $At = 2.01\text{cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8».

3.6 .2 Les poutres secondaires (40*25) :

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $St = 10\text{cm}$.
- En zone courante : $St = 20\text{cm}$

Le choix des barres est le suivant : $4\Phi 8 \left\{ \Phi 8 < \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi L \right) = \Phi 10 \right\}$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8».

3.7 Vérification des contraintes tangentielles :

Les résultats de la Vérification de la contrainte tangentielle sont représenté sur le tableau suivant :

	V (KN)	τ_u (MPa)	τ_{lim} (MPa)	Vérification
Poutre 45x30	121,9	1,01	3,51	Vérifier
Poutre 40x25	95,84	1,06	3,51	Vérifier

Tab.5-10 : Vérification de la contrainte tangentielle.

3.8 Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

3.8.1 Appui de rive :

3.8.1.1 Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :

L'effort tranchant au niveau des appuis est repris par les armatures longitudinales A_s on doit vérifier que:

$$A_s \geq \frac{V_u \times Y_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{0,122 \times 1,15}{400} = 3,51 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

3.8.1.2 Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

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

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$a = \text{inconnu}$$

$$a = l_a - 2 \text{ cm}$$

l_a : est longueur d'ancrage

On choisit un crochet à 90°

$$l_a = l_s - 25 \Phi_1$$

Φ_1 : diamètre des armatures longitudinales.

l_s : longueur de scellement droit telle que

$$l_s = 35 \times \Phi_1 \quad (f_e E400, \psi_s = 1,5)$$

Donc :

$$l_a = (35 - 25) \times 1,4 = 14 \text{ cm}$$

$$L_{a \text{ min}} = r + 0,5 \times \Phi_1, \text{ et } r = 5,5 \times \Phi_1$$

$$L_{a \text{ min}} = 6 \times 1,4 = 7,2 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } a = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$$

La longueur « l_a » doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3,75 \times V_u}{b \times f_{c28}} \leq a \leq 0,9.d$$

$$5,65 \text{ cm} \leq a = 12 \text{ cm} \leq 36 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{Alors on a : } 0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 0,26 \text{ MN} > V_u = 0,122 \text{ MN}$$

La condition est donc vérifiée

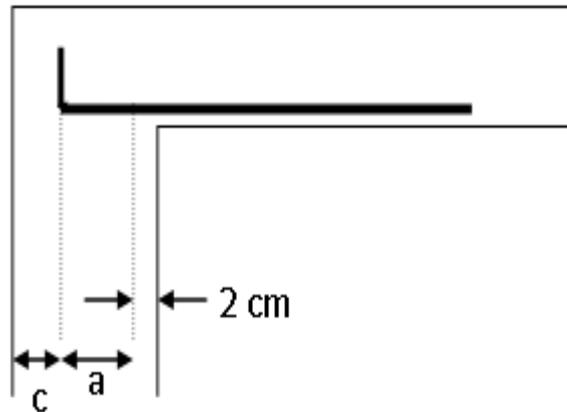


Fig.5-3 : appui de rive

3.8.2 Appui intermédiaire :

On a :

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 0,122 + \frac{0,098}{0,9 \times 0,4} = 0,397 \quad (V_u \geq 0 ; M_u \geq 0)$$

On doit vérifiée que :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) = 11,41 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

3.9 Croquis de ferrailage:

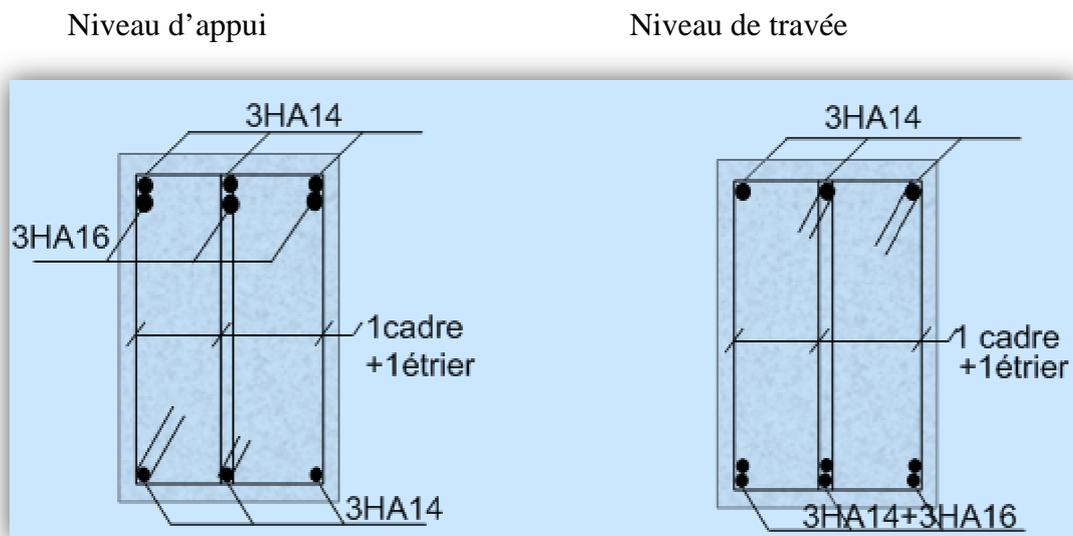


Fig.5-4 : Ferrailage des poutres principales (30×45)

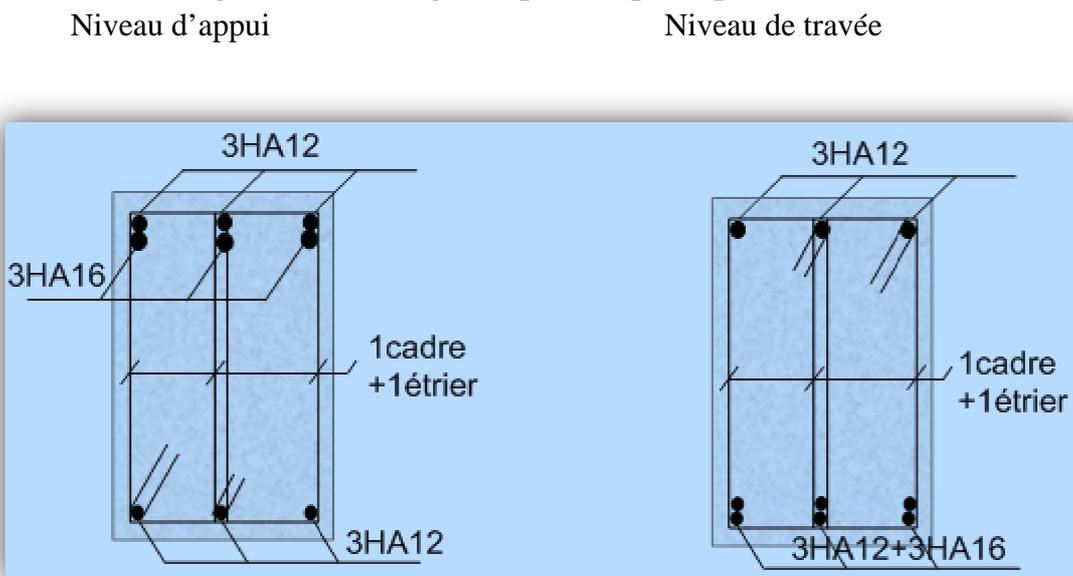


Fig.5-5 : Ferrailage des poutres secondaires (25×40)



Fig.5-6 : Coupe longitudinale de la poutre principale (30×45)



Fig.5-7 : Coupe longitudinale de la poutre secondaire (25×40)

4. Ferrailage des voiles :

4.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales, donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis aux charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structure auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

4.3 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

4.4 Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

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

4.5 Prescriptions imposées par RPA 99/03 :

4.5.1 Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99 /03** et décrites ci-dessous :

- 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 horizontal du béton tendu.
- les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A 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).

4. 5.2 Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci dessous :

- 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.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

4. 5.3 Prescriptions Communes (selon le RPA) :

- 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'extérieure.
- Le diamètre Φ_t des épingles est :
 - $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$.
 - $\Phi_t = 8\text{mm}$ lorsque $\Phi_v > 20\text{ mm}$.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Remarque :

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en cinq zones.

- Zone 1 : (s/sol, RDC, 1^{ère} étage)
- Zone 2 : (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage)
- Zone 3 : (5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage)
- Zone 4 : (8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage)
- Zone 5 : (11^{ème}, 12^{ème}, 13^{ème} étage)

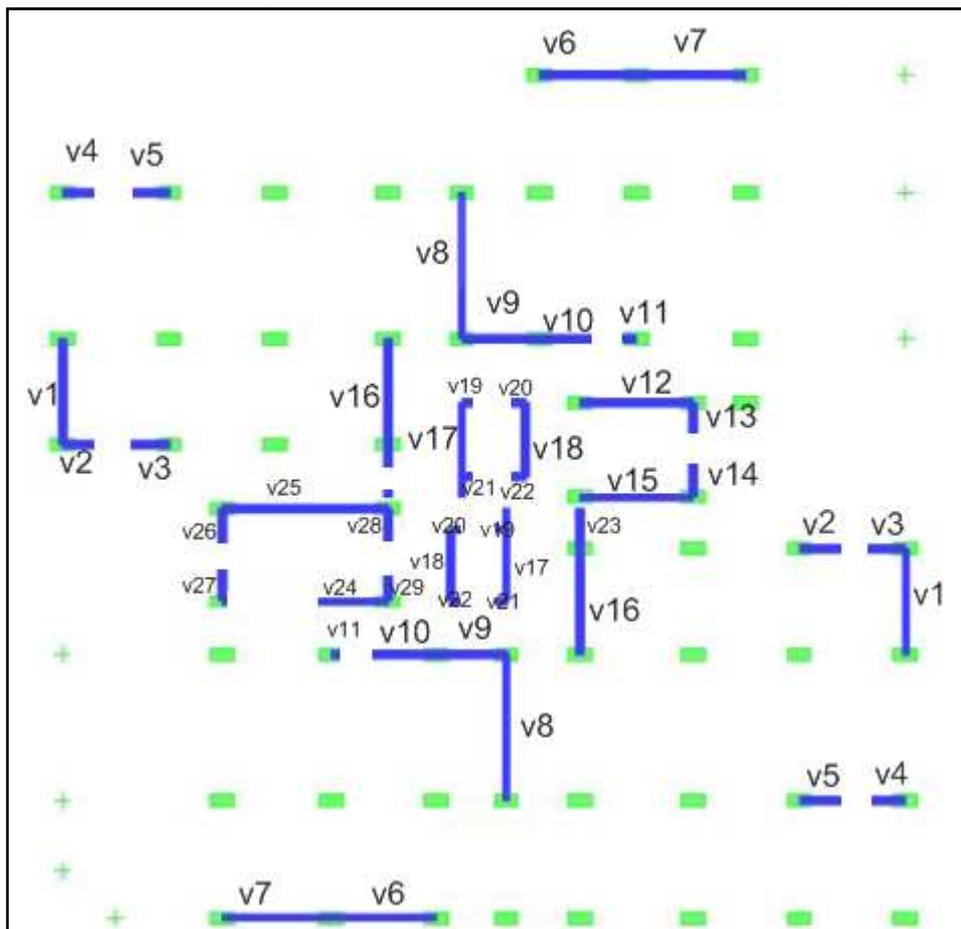


Fig.5-8 : Désignations des voiles.

4.6 Ferrailage des Voiles pleins :

Nous devons faire le ferrailage des voiles de la première zone parce que c'est la zone la plus sollicitée

4.6.1 Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_c/2, \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre de niveau

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

► **Exemple d'application :**

Nous proposons le calcul détaillé de voile V8 de Zone 1 :

✓ **Les sollicitations de calcul :**

$$M = 87,47 \text{ t.m} \quad I = (0,22 \times 4,5^3) / 12 = 1,670 \text{ m}^4$$

$$N = 41,52 \text{ t} \quad A = 0,99 \text{ m}^2$$

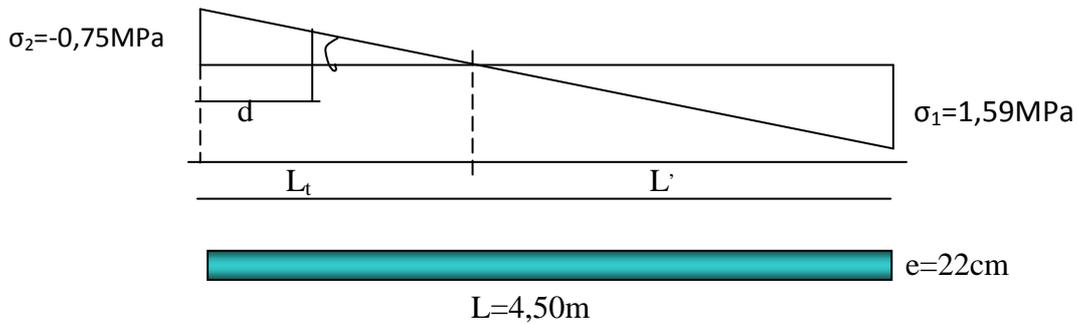
$$v_1 = v_2 = h/2 = 4,50/2 = 2,25 \text{ m}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

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

$$\sigma_1 = 1,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -0,75 \text{ MPa}$$



$$L_t = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) \cdot L = 1,44 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 4,5 - 1,44 = 3,06 \text{ m}$$

$$d \leq \min(4,59 / 2, (2/3) \times 3,06) = 2,04 \text{ m}$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$)

$$I' = (0,22 \times 1,44^3) / 12 = 0,018 \text{ m}^4$$

$$v' = 1,44 / 2 = 0,72 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0,22 \times 1,44 = 0,3168 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -11,88 \text{ t}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 0,95 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{0,95}{-11,88} = -0,08 = -0,08 < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section}$$

entièrement tendue).

Soit : $c = 5 \text{ cm}$

$c' = 5 \text{ cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,60 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c = 0,75 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_c = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_c = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = N_1 / f_c = 2,97 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures minimales de RPA 99/03:**

D'après le RPA 99/03 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \text{ b } L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.22 \times 4,5 = 19,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 6.37 / (2 \times 1.44) = 2,2 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

✓ **Le pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.22 \times 4,5 = 14,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 14,85 / (2 \times 4,5) = 1,65 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 19,80 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$\text{En zone courante : soit } 12\text{HA}10 \quad (A_s = 9,42 \text{ cm}^2)$$

$$\text{En zone d'about : soit } 8\text{HA}14 \quad (A_s = 12,31 \text{ cm}^2)$$

✓ **espacement :**

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

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	e [cm]	L [m]	N [t]	M [t.m]	L t [m]	As calculée [cm ²]	As min [cm ²]	As adoptée	
								Zone nodale	Zone courant
V1	22	3,10	45,72	98,12	1,17	20,73	10,23	10HA14	8HA12
V6	22	3,05	51,20	56,10	0,81	13,42	10,065	10HA12	6HA10
V7	22	3,20	31,14	87,42	1,29	20,38	10,56	10HA14	8HA12
V8	22	4,50	41,52	87,47	1,44	19,80	14,85	8HA14	12HA10
V9	22	2,10	21,10	50,12	0,89	16,83	6,93	10HA14	8HA12
V12	22	3,30	15,43	52,41	1,38	14,52	10,89	10HA12	6HA10
V15	22	3,30	14,12	57,87	1,42	14,80	10,89	10HA12	6HA10
V16	22	3,10	20,11	71,42	1,32	18,38	10,23	10HA14	8HA12
V17	22	3,15	17,13	67,16	1,36	17,54	10,40	10HA14	8HA12
V18	22	2,40	10,13	57,14	1,11	20,43	7,92	10HA14	8HA12
V25	22	5,10	45,48	87,46	1,42	22,44	16,83	10HA14	8HA12

Tab.5-11 : Ferrailage des Voiles pleins

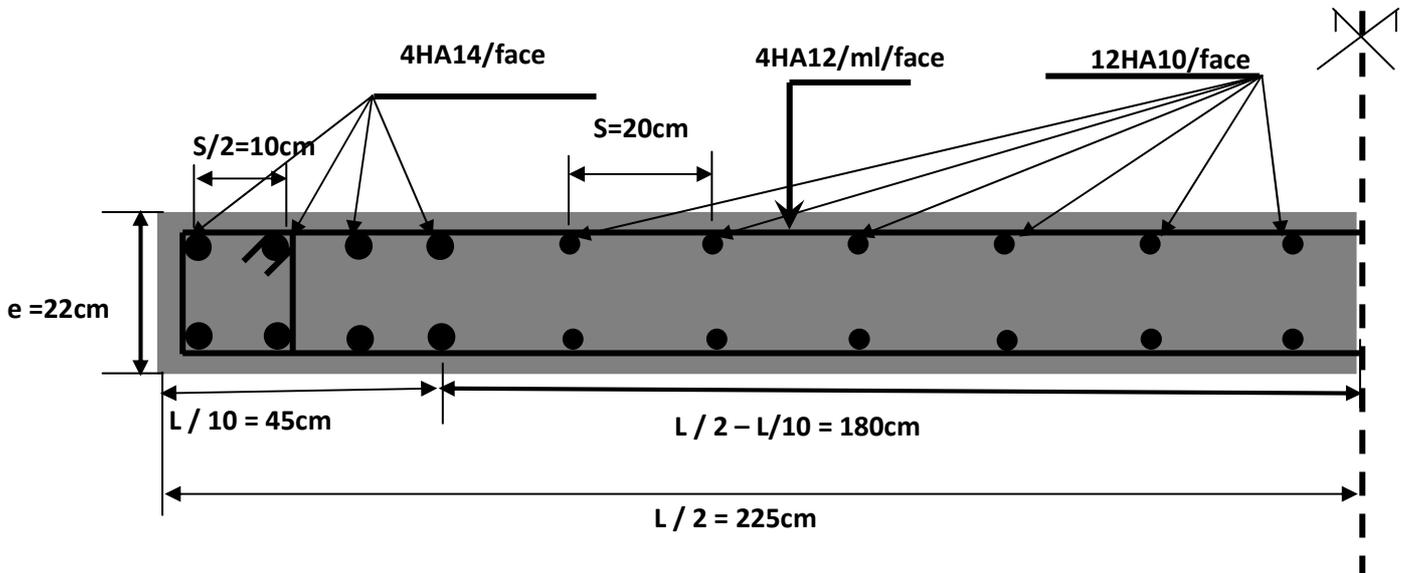


Fig. 5-9 : Schéma de ferrailage pour le voile V8.

4.6.2. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_b \leq \tau_{lim} = \min \left(\frac{0,2f_c28}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right)$

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

Avec:

h: hauteur totale de la section brute.

b₀: épaisseur du voile.

$V = 1,4 \times T$

Les résultats de la vérification sont dans le tableau suivant :

voile	EFFORT TRANCHANT [kN]	τ_b [MPa]	τ_{lim} [MPa]
V1	360	0,5941	3,6
V6	112	0,1848	3,6
V7	98,52	0,1626	3,6
V8	231,1	0,3814	3,6
V9	401,12	0,6620	3,6
V12	68,45	0,1129	3,6
V15	50,12	0,0827	3,6
V16	39,67	0,0654	3,6
V17	70,45	0,1162	3,6
V18	89,23	0,1472	3,6
V25	45,12	0,0744	3,6

Tab.5-12 : vérification au cisaillement

Donc les armatures horizontales ne sont pas nécessaires nous prenons le minimum donnée par le RPA :

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

voile	Epaisseur (cm)	Section min (cm ²)	ferrailage	Espacement (cm)
V1	22	10,10	12HA12	25
V6	22	10,10	12HA12	25
V7	22	10,10	12HA12	25
V8	22	10,10	12HA12	25
V9	22	10,10	12HA12	25
V12	22	10,10	12HA12	25
V15	22	10,10	12HA12	25
V16	22	10,10	12HA12	25
V17	22	10,10	12HA12	25
V18	22	10,10	12HA12	25
V25	22	10,10	12HA12	25

Tab.5-13 : ferrailage horizontale des voiles

4.7 Ferrailage des linteaux :

▶ **Exemple d'application : L1 de V2(LV2)**

$M = 201,23 \text{ KN.m}$

$T = 372,52 \text{ kN}$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\tau_b = \frac{1,4\bar{T}}{b \times 0,9h} = \frac{0,53}{0,22 \times 0,9 \times 1,1} = 2,43 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 1,62 \text{ MPa}$$

h : Hauteur du linteau = 1,1m

b : Epaisseur du linteau = 22cm

D'après (R.P.A 99, page 61) :

On dispose les ferrailages longitudinaux (supérieure et inférieure), transversaux et en zone Courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement.

Soit ;

$$A_D = \frac{\bar{T}}{2f_e \sin \alpha} \quad \text{et} \quad \tan \alpha = \frac{h-2d'}{L} = 0,83 \rightarrow \alpha = 39,80^\circ$$

d' = Distance d'enrobage = 5 cm

L = longueur du linteau = 1.2 m

➔ $A_D = 10,20 \text{ cm}^2$

➤ **Section minimale :**

▶ $A = 0,15\% . b . h = 3,6 \text{ cm}^2$.

$A_{D \text{ min}} = 10,20 \text{ cm}^2 > A = 3,6 \text{ cm}^2$

➔ On prend : $A = 10 \text{ HA}12 = 11.309 \text{ cm}^2$

➔ Cadre Ø10 $S_t = 15 \text{ cm}$ (espacement exigé par R.P.A 99/2003)

➤ **Armatures longitudinales :**

D'après (R.P.A 99/03 page 62), on a : $A_L \geq A_{RPA} = 3.60 \text{ cm}^2$

On prend $A_L = 4 \text{ HA}14 = 4,71 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

D'après (R.P.A 99/03 page 62)

$$A_t \geq 0,25 b . s_t \quad \text{telque} \quad S_t \leq \frac{h}{4} = 27,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ donc $A_t \geq 0,25\% b . s_t = 1,1 \text{ cm}^2$

On prend $A_t = 2 \text{ HA}10$

➤ **Armature de peau (section courante) :**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot b \cdot h = 0,2\% \cdot 0,22 \cdot 1,1 = 4,84 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 8\text{HA}10 = 6,28 \text{ cm}^2.$$

Pour les autres linteaux Les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

Linteau	1,4T(KN)	τ_b MPa	$\bar{\tau}b$ MPa	Ferraillage longitudinale	α°	A_p (cm ²)	A_{pmin} (cm ²)	A_p choisie(cm ²)
LV2	521,52	2,39	1,62	OK	39,80	10,18	3,6	8HA14
LV4	945,62	4,34	1,62	OK	39,80	18,46	3,6	12HA14
LV10	452,46	2,07	1,62	OK	39,80	8,83	3,6	8HA14

Tab.5-14 : Les armatures diagonales

Linteau	b(cm)	h(cm)	A_{Lmin} (cm)	A_L (cm ²) adopté	A_{tmin} (cm ²)	A_t (cm ²) adopté	A_c (cm2)	A_c (cm2) adopté
LV2	22	1,1	3,6	6HA10	1,1	3HA10	4,84	6HA12
LV4	22	1,1	3,6	6HA10	1,1	3HA10	4,84	6HA12
LV10	22	1,1	3,6	6HA10	1,1	3HA10	4,84	6HA12

Tab.5-15 : Les armatures longitudinales, transversales et les armatures de peau

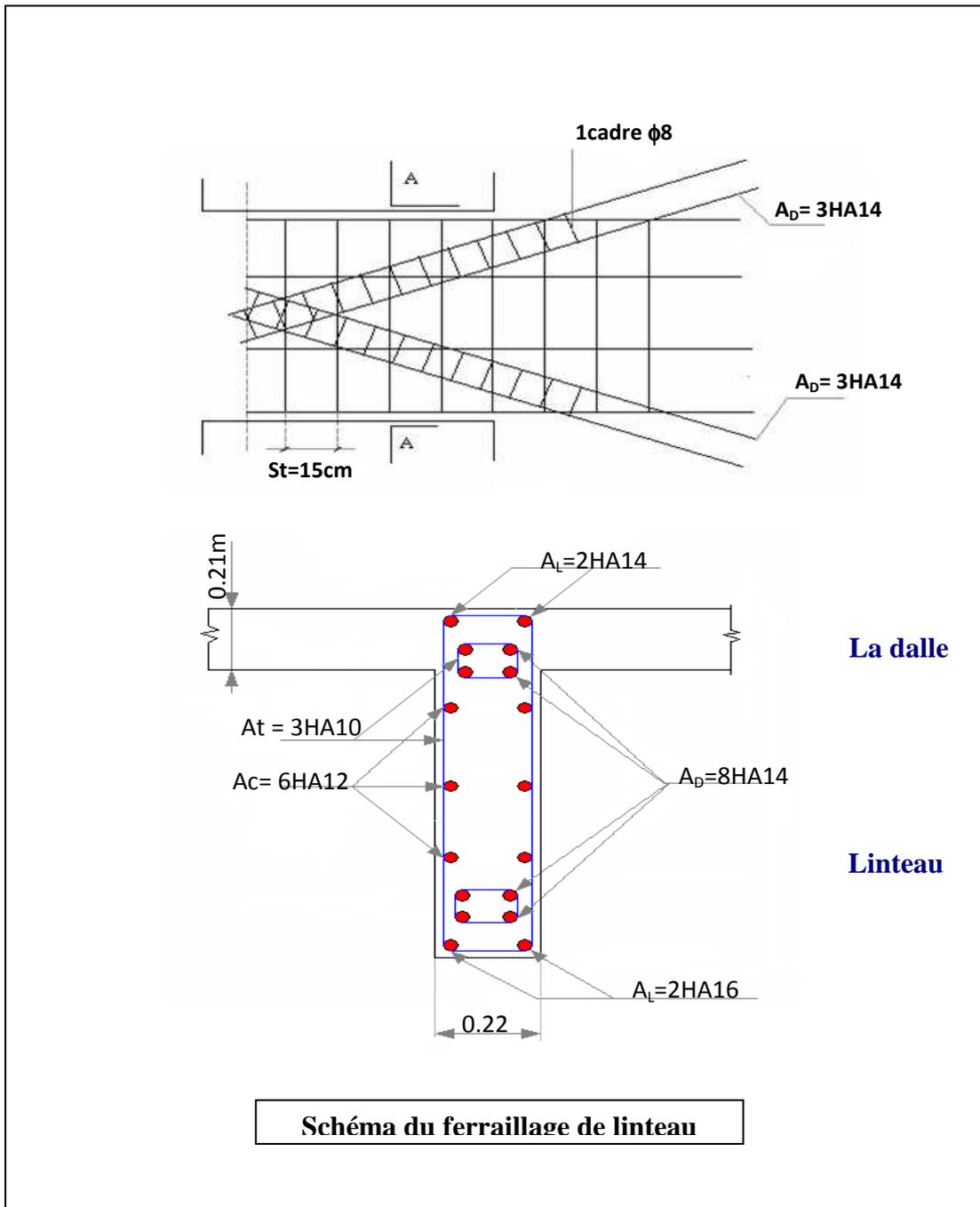


Fig.5-10 : Schéma du ferrailage de linteau

***ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE***

1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encadrée. Dans ce cas on doit disposer un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage. On utilise généralement pour cela des voiles périphériques qui doivent le ceinturer.

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait tenant compte les conditions suivantes :

- ❖ Capacité portante du sol d'assise.
- ❖ Charges transmises de la superstructure au sol.
- ❖ Distances entre les différents points d'appuis.
- ❖ Système structural adopté.

2. Etude du voile périphérique :

2.1. Prédimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

La hauteur de voile périphérique = 5m.

Dans notre cas on adoptera des voiles périphériques de $e = 22$ cm (on considère l'épaisseur des voiles de contreventement) reliée à la fondation formant ainsi un caisson rigide.

2.2. Modélisation et calcul du voile périphérique :

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

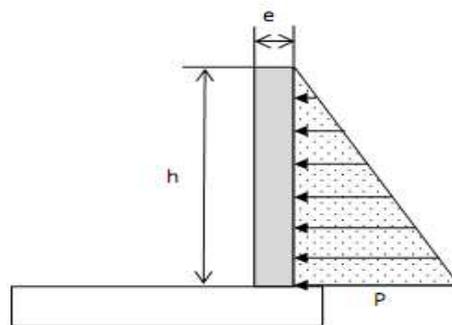


Fig. 6-1: Schéma statique du voile périphérique

2.3 Détermination des sollicitations:

On considérera pour le remblai les caractéristiques suivantes:

$$\rho_{remblai} = 18KN/m^3$$

$\phi=20^\circ$ (caractéristiques du sol d'assise).

$$K_p = \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})^2$$

K_p : Coefficient de poussé du sol.

$$K_p = 0,49$$

$$\sigma_h = \rho_{remblai} * K_p * h$$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément répartie égale à $1/2\sigma_h = q=22KN/m^2$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y=5m$ et comme hauteur $l_x =5m$.

Ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5}{5} = 1 > 0,40 \text{ Donc la dalle travaille dans deux sens et on aura donc :}$$

➤ Selon la petite portée $x \quad M_x = \mu_x * q * l_x^2$

➤ Selon la grande portée $y \quad M_y = \mu_y * M_x$

μ_x, μ_y : Sont des coefficients donnés en fonction de α et de l'état limite considéré.

On va considérer l'ELS on a donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases} \text{ et } \begin{cases} M_x = 21KN.m \\ M_y = 21KN.m \end{cases}$$

En considérant les encastremets on aura les moments en appuis et en travée suivants :

	Moment en travée (0,75) [KN.m]	Moment en appui(0,50)[KN.m]
Suivant x-x	16	11
Suivant y-y	16	11

Tab.6-1 : Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique

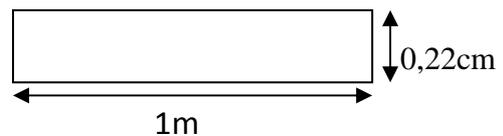
2.4 Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fera en flexion simple (pour 1 m linéaire) avec fissuration très préjudiciable (donc le calcul sera fait à l'ELS).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) = 170MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2Mpa$$

$$x = (n \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot d) / n \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st} = 0,12m$$



$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,198 - 0,12/3 = 0,16$$

$$\overline{Ml} = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot Z = 0,15 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \overline{Ml}$ → section sans armatures comprimées

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_{st} \cdot Z}$$

	A_s en appui (cm^2/ml)	A_s en travée (cm^2/ml)	A_s min RPA (cm^2)
Suivant x	5,88 (6HA12)	4,04(6HA10)	2,20
Suivant y	5,88 (6HA12)	4,04(6HA10)	2,20

Tab.6-2 : les résultats de ferrailage des voiles périphériques

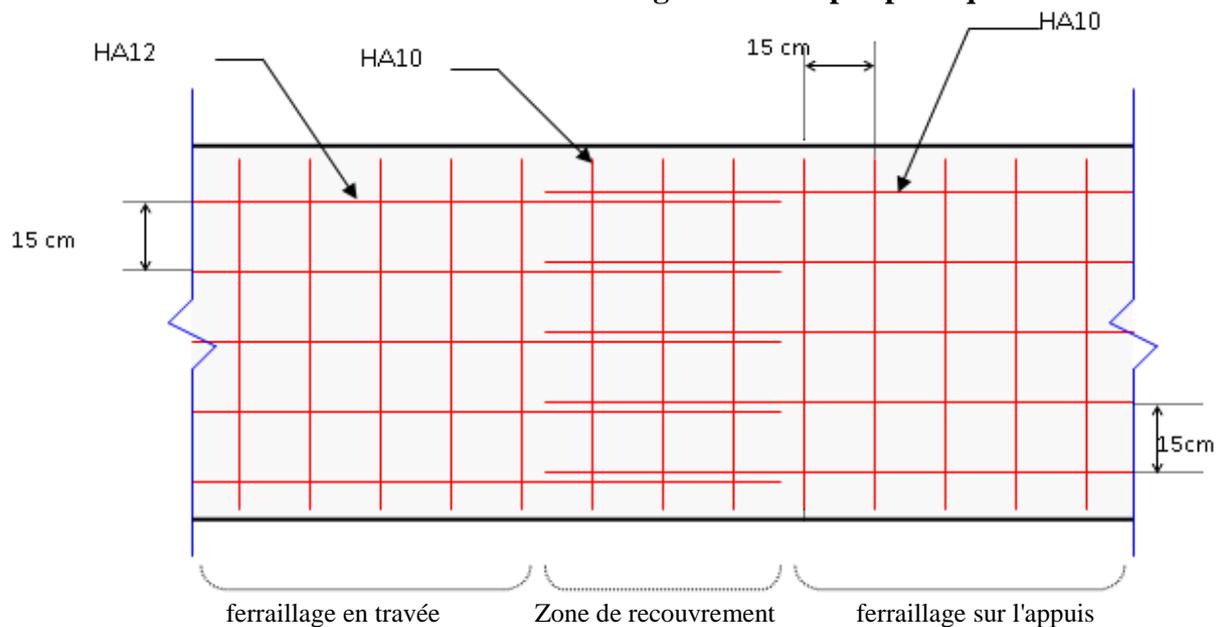


Fig.6-2 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

3. Etude des fondations :

3.1. Combinaisons de calcul :

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

3.2. Caractéristiques du sol :

Le sol d'assise a une bonne capacité portante à 5m de profondeur et avec un taux de travail admissible $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bar}$.

3.3 Réactions à la base de la structure :

Les efforts globaux obtenus par le logiciel **Etabs** à la base de l'ouvrage sont donnés dans le Tableau suivant :

combinaisons	Effort normal N(KN)	Moment M_x (KN.m)	Moment M_y (KN.m)
G+Q+E	134249,68	440147,68	388236,39
0,8G+E	106649,8	440147,68	388236,39

Tab6-3: Efforts exercés à la base de la tour

3.4. Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = **2,5 bars**)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution.

Pour ce la, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S}{S_{bat}} \geq 50\%$$

La surface totale des semelles est donné par :

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

$$S_s \geq \frac{134249,68 \cdot 10^{-3}}{0,25} = 537 m^2$$

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

$$\frac{S_s}{S_{bat}} = \frac{537}{743} = 0,72 \geq 0,5$$

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

3.5. Caractéristiques géométriques du radier :

La surface de notre radier est composée de la surface totale du bâtiment plus un débord de 1m
 Choisi de façon à rapprocher le centre de masses du radier du centre de masses du bâtiment
 (Point d'application de l'effort normal) pour éviter les tassements différentiels.

$$S_{rad} = S_{bat} + 1 \times L_{périphérique}$$

$$\text{On a } L_{périphérique} = 110,25m \rightarrow S_{rad} = 853,25m^2$$

Les coordonnées du centre de masse du radier sont:

$$\begin{cases} X_{g \text{ radier}} = 14,45m \\ Y_{g \text{ radier}} = 16,07m \end{cases} \text{ et } \begin{cases} X_{bâtiment} = 14,70m \\ Y_{bâtiment} = 16,01m \end{cases} \implies \begin{cases} e_x = 0,25m \\ e_y = 0,06m \end{cases}$$

$$\text{Les moments d'inertie du radier sont : } \begin{cases} I_{xx} = 41681,80m^4 \\ I_{yy} = 66370,5m^4 \end{cases}$$

3.6. Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier se détermine en vérifiant les conditions suivantes :

3.6.1. Condition forfaitaire :

En première approximation la hauteur du radier est donnée par la formule empirique suivante

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

$$\text{avec } L_{max} = 5m \rightarrow h \geq 0,50m$$

3.6.2. La condition de cisaillement :

La contrainte de cisaillement pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$ et une épaisseur d doit vérifier:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,05 \times f_{c28} = 1,35MPa$$

$$T_{max} = \frac{N}{S} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$L_{max} = 5 \text{ m}$ est la plus grande portée entre nus d'appuis.

$$T_{max} = \frac{134249,68}{853,25} \times \frac{5}{2} = 393,34KN$$

$$\text{et } d \geq \frac{T_{max}}{b \times \tau_b} = 0,29m \text{ donc : } h \geq \frac{d}{0,9} = 0,32 \text{ m}$$

3.6.3. Condition sur la rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

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

Avec :

L_e : longueur élastique (m).

K: coefficient de raideur du sol on prend 60MN/m.

E:moduled'élasticité du béton:E=33000Mpa.

b:largeur de la semelle.

I:inertie de la semelle $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$.

L:distance maximale entre deux poteaux=5m.

Donc ; $h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \rightarrow h \geq 0,83m$.donc la disposition des nervures est une solution obligatoire pour rendre le radier rigide.

3.6.4. Condition sur la déformation :

La condition sur la déformation est $h \geq \frac{L_{max}}{10} = 0,50m$

Nous prenons $h = 60$ cm avec un enrobage $d' = 5$ cm.

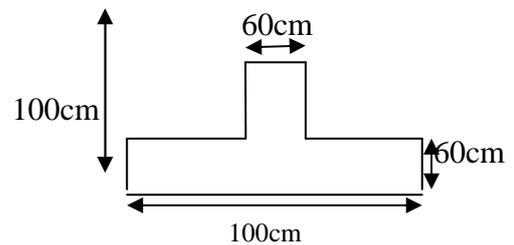
h_p : hauteur de la nervure ; $h_p = 100$ cm.

$b_p \geq \frac{h_p}{2} = 50$ cm, on va considérer : $b_p = 60$ cm

3.6.5. Choix de l'épaisseur du radier :

Nous adopterons pour la hauteur du radier :

- Hauteur de la nervure $h = 100$ cm
- Hauteur de la table du radier $h = 60$ cm
- Enrobage $d' = 5$ cm



3.7. Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0.045 \times \mu_c \times f_{c28} \times h_r.$$

Avec ;

P_u : Charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé.

U_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

h_r : Epaisseur du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (C70) de dimension (50*80) : $P_u=2.52\text{MN}$

$$U_c=4*0,6+ (0,5+0,8)*2=5\text{m} \rightarrow 0,045 * 5 * 27 * 1 = 6,07\text{MN} \geq p_U$$

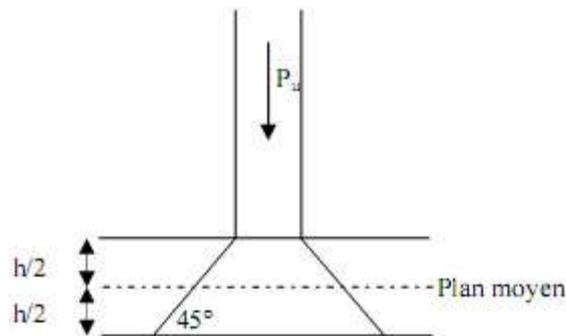


Fig. 6-3 : Schéma de transmission des charges

Le voile le plus sollicité est le voile (A1): $P_u =8.71\text{MN}$

$$U_c= (2*0,6+5+0,2)*2=12,80 \rightarrow 0,045 * 12,8 * 27 * 1 = 15,55\text{MN} \geq p_U$$

Avec ces deux vérifications on voit bien qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

3.8. Vérification des contraintes dans le sol :

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} y \leq 1,5\bar{\sigma}_s=0,375\text{MPa}$$

Les efforts transmis au sol sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{bâtiment}} = 133,31\text{MN} \\ Q_{\text{bâtiment}} = 15,84 \text{ MN} \\ G_{\text{radier}} = 12,80\text{MN} \end{array} \right.$$

a. Calcul des contraintes sous (G+Q+E) :

L'effort total est donné par $N = G_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} + G_{\text{bat}} = 161,95\text{MN}$

$$X_{g \text{ radier}} = 14,45\text{m}$$

$$Y_{g \text{ radier}} = 16,07\text{m}$$

➤ Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 161,95\text{MN} \\ M = 440,14\text{MN.m} \\ X_{g \text{ radier}} = 14,45\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} y = \frac{161,95}{853,25} + \frac{440,14}{41681,80} * 14,45 = 0,34\text{MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} y = \frac{161,95}{853,25} - \frac{440,14}{41681,80} * 14,45 = 0,18\text{MPa} \end{array} \right.$$

➤ Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 161,95\text{MN} \\ M = 388,10\text{MN.m} \\ Y_{g \text{ radier}} = 16,07\text{m} \end{array} \right.$$

On voit bien que la contrainte admissible n'est pas dépassée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} y = \frac{161,95}{853,25} + \frac{388,10}{66370,5} * 16,07 = 0,28\text{MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} y = \frac{161,95}{853,25} - \frac{388,10}{66370,5} * 16,07 = 0,09\text{MPa} \end{array} \right.$$

On voit bien que la contrainte admissible n'est pas dépassée.

b. Calcul des contraintes sous (0,8G+E) :

L'effort total est donné par $N = 0,8(G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}}) = 116,88\text{MN}$

➤ Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 116,88\text{MN} \\ M = 440,14\text{MN.m} \\ X_{g \text{ radier}} = 14,45\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} y = \frac{116,88}{853,25} + \frac{440,14}{41681,80} * 14,45 = 0,28\text{MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} y = \frac{116,88}{853,25} - \frac{440,14}{41681,80} * 14,45 = -0,015\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \text{Sens y-y : } \begin{cases} N = 116,88\text{MN} \\ M = 388,10\text{MN.m} \\ Y_{g \text{ radier}} = 16,07\text{m} \end{cases}$$

On voit bien que la contrainte admissible n'est pas dépassée.

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}y = \frac{116,88}{853,25} + \frac{388,10}{66370,5} * 16,07 = 0,23\text{MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}y = \frac{116,88}{853,25} - \frac{388,10}{66370,5} * 16,07 = 0,043\text{MPa} \end{cases}$$

On voit bien que la contrainte admissible n'est pas dépassée.

3.9. Vérification aux sous-pressions :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier : $N \geq \gamma_w * S * Z * F_S$

Avec : N : Poids total du bâtiment à la base du radier = $W_{bat} + W_{rad} = 149278,47\text{KN}$

F_S : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_S = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h=5 m)

S_r : Surface du radier ($S_r = 853,25 \text{ m}^2$)

$$\gamma_w * S * Z * F_S = 63993,75\text{KN} < N = 149278,47\text{KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

3.10. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91(méthode de Pigeaud). La charge maximale due à la réaction du sol est celle résultant de la combinaison G+Q+E : $q_u = 0,34\text{Mpa}$

Les moments de flexion isostatiques maximums en travée sont donnés par les relations suivantes :

$$\rightarrow \text{Selon la petite portée } x \quad M_{0x} = \mu_x * q * l_x^2$$

$$\rightarrow \text{Selon la grande portée } y \quad M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$$

μ_x, μ_y : Sont des coefficients donnés en fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ et de l'état limite considéré.

l_x, l_y : Portées entre nus d'appuis de la dalle avec : $l_x \leq l_y$.

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires

- ✓ En appui : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 * M_{0x}$
- ✓ En travée : $M_{tx} = 0,75 * M_{0x}$ et $M_{ty} = 0,75 * M_{0y}$

Les efforts tranchants maximaux qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par

- ✓ Au milieu du bord l_x : $T_{max} = \frac{q * l_x}{3}$
- ✓ Au milieu du bord l_y : $T_{max} = \frac{q * l_x * l_y}{2 * l_y + l_x}$

Le panneau le plus chargé (panneau intermédiaire) a comme dimensions ($L_x=3,80m$, $L_y=5m$ qui donne $\alpha = 0,76 \rightarrow$ C'est une dalle qui porte dans 2 sens

L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	q_u (KN/m ²)	M_{0x} (KN.m/ml)	M_{0y} (KN.m/ml)	T_x (KN/ml)	T_y (KN/ml)
3,80	5,00	0,76	0,0621	0,5105	340	304,90	155,64	430,67	468,11

Tab.6-4: Résultats du calcul par la méthode de Pigeaud

	Moment en travée(KN.m)	Moment en appui(KN.m)
Sens-x	$0,75 * 304,90 = 228,68$	$0,5 * 304,90 = 152,45$
Sens-y	$0,75 * 155,65 = 116,73$	$0,5 * 155,65 = 77,83$

Tab.6-5: Valeurs des moments pour le panneau le plus sollicité

Nous avons utilisé la méthode forfaitaire présentée dans le BAEL. Dans cette méthode les moments de flexion sont obtenus en vérifiant les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_0$$

M_t :moment maximum en travée égale à $0,75M_0$

M_e, M_w : moments respectivement sur l'appui gauche et l'appui droit égaux $0,5 M_0$

M_0 :moment maximum calculé en supposant la dalle simplement appuyée sur son contour.

- Suivent sens x-x : $228,68 + \frac{152,45 + 152,45}{2} \geq 1,25 * 304,90 \rightarrow 381,13 \geq 381,12$

- Suivent sens y-y : $116,73 + \frac{77,83+77,83}{2} \geq 1,25 * 155,64 \rightarrow 194,56 \geq 194,55$

La sécurité à la rupture de la dalle est assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travées.

Le ferrailage est calculé pour une bande de 1m de largeur, la hauteur étant l'épaisseur du radier. Les résultats du ferrailage calculé à l'aide de logiciel **SOCOTEC** sont donnés au tableau suivant :

	As en travée (cm ² /ml)		As en appui (cm ² /ml)		
	As min (cm ²)				
Sens x-x	6,90	12,30	10HA14 (15,38)	8,12	6HA14 (9,23)
Sens y-y	6,90	6,20	6HA14 (9,23)	4,08(choix 6,90)	6HA14 (9,23)

Tab.6-6: Ferrailage du radier

- La condition de non fragilité :

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{9,23 \cdot 10^{-4}}{1 \times 0,66} = 0,0014 \geq \rho_{min} 0,0008 \text{ est vérifiée.}$$

- Vérification de la condition du cisaillement du béton:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{468,12 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,55} = 0,85 MPa$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,05 f_{c28} = 1,35 MPa \text{ (Condition de cisaillement vérifiée).}$$

Les barres seront prolongées et arrêtées à 0,8 l_x en alternance.

3.11. Ferrailage des nervures :

❖ Armatures longitudinales

Nous avons utilisé la méthode forfaitaire présentée dans le BAEL.

Pour la poutre la plus chargée est celle intermédiaire et comportant 7 travées de portées déférente. La charge répartie uniforme équivalente à la charge triangulaire appliquée est donnée par ($\alpha = 0$ car $q=0$, il n y a pas de charge d'exploitation appliquée directement sur le radier) :

$$\checkmark q_u^M = q_u \cdot \frac{l_x}{3} = 0,34 \cdot \frac{3,8}{3} = 0,4306 MN/m \text{ (charge repartie pour le moment)}$$

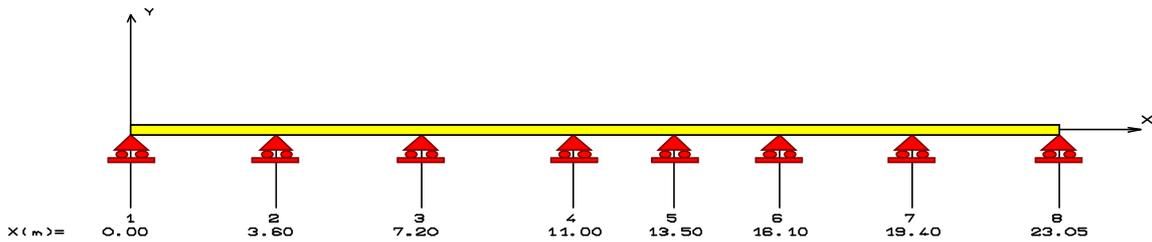


Fig. 6-4 : Schéma de la poutre (nervure) continue la plus chargée

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
Moments(MN.m)	0,440	0,165	0,322	0,050	0,136	0,159	0,453

Tab.6-7: Valeurs des moments en travée de la nervure la plus chargée

Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
Moments(MN.m)	0	0,575	0,491	0,420	0,175	0,286	0,587	0

Tab.6-8: Valeurs des moments sur appuis

La section de la nervure en appui est rectangulaire de dimensions (60x100) cm², et la section entravée est en T (les dimensions sont montrées à la figure 7.3). L'enrobage est d'=5cm.

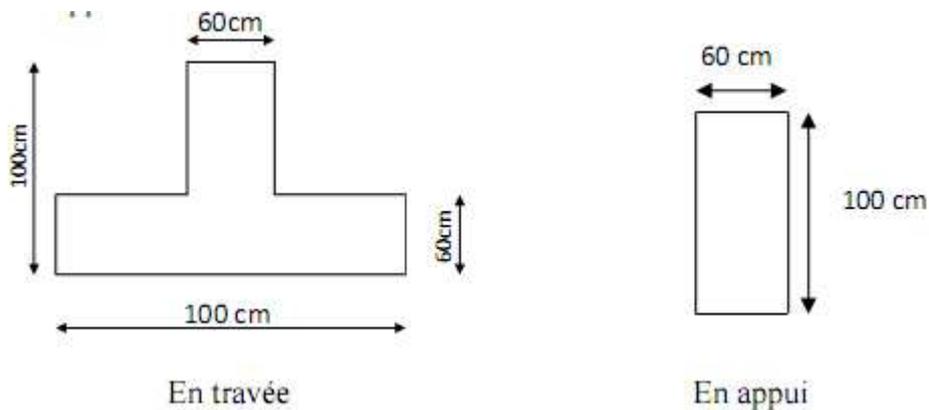


Fig. 6-5 : Sections à considérer en appui et en travée

On va considérer les moments max en appui et en travée pour le ferrailage du reste des nervures, les résultats sont données dans le tableau suivant :

Section	M (MN.m)	A_S (cm ²)	$A_{S\min}$ (cm ²) [C.N.F]	A_S adopté (cm ²)
En appui	0,587	18,46	7,28	6HA20
En travée	0,453	13,95	12,12	5HA20

Tab.6-9: Résultats du ferrailage en appui et en travée de la nervure.

Avec : $A_{s\min} = 0.23bd f_{t28}/f_e$

3.12. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente dans le béton doit être vérifiée : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte tangente admissible est donné par :

- Armature droite : $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2,70MPa$
- Armature à 45° : $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7MPa\right\} = 4,86MPa$
- $q_u^v = q_u \cdot \frac{l_x}{4} = 0,34 \cdot \frac{3,8}{4} = 0,3230MN/m$ (charge répartie pour effort tranchant).

$$T_{u, \max} = 1,1 T_0 = 1,1 \cdot q_u^v \cdot \frac{l}{2} = 0,675MPa \rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0,675}{0,6 \cdot 0,95} = 1,18MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,7MPa$$

La contrainte tangentielle n'est pas dépassée.

Donc on fait des armatures transversales droites de 90°.

❖ Armatures transversales :

La section maximale des armatures transversale est donnée par :

$$\phi_t \leq \left\langle \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\rangle = \left\langle \frac{100}{35}; \frac{60}{10}; 2 \right\rangle = 20mm$$

On prend $\phi_t = 8$ mm

• Espacement :

D'après le RPA99/2003 les armatures transversales ne doivent pas dépasser un

$$\text{espacement de : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12 \cdot 2\right\} = 24cm$$

D'après le BAEL l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min\{15\Phi_L; 40cm, a + 10cm\} = \min\{15 * 2; 40cm, 60 + 10cm\} = 30cm$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit coté des dimensions transversales du poteau.

On prend: S = 15cm.

Donc nous utiliserons des doubles cadres HA8 avec un espacement 15 cm.

3.13. Etude du débord du radier :

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie, il a comme dimensions : Une portée = 1m, hauteur = 0,6 m, une bande de largeur 1m.

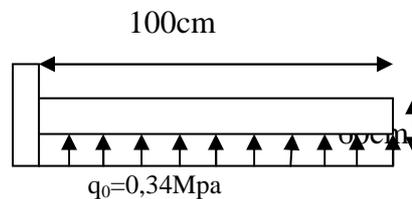


Fig. 6-6 : Modélisation du débord du radier

Moment fléchissant [KN.m]	Effort tranchant [kN]	As [cm ²]	As,min [cm ²]	As,adopté [cm ²]
170	340	9,06	7,02	5HA16

Tab.6-10: Valeurs du ferrailage du débord du radier.

On va vérifier la valeur de la contrainte tangentielle, cette dernière ne doit pas dépasser la valeur admissible $0,05 f_{c28}=1,25$ MPa. [BAEL 91].

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0,62MPa \leq \bar{\tau}_u$$

Donc le ferrailage final de radier est comme suit :

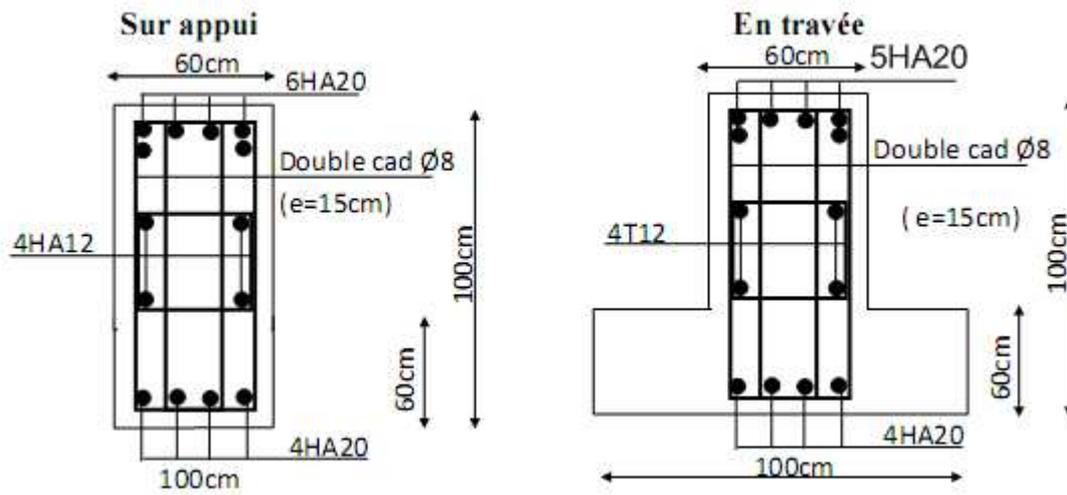


Fig. 6-7 : Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui.

***PLANIFICATION DES
TACHES***

1. Généralités :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution des travaux, elle concise à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaire pour accomplir dans les meilleur délais et moindre coût. La réalisation de l'œuvre tout en respectant les directives générales imposées par le maître de l'ouvrage qui sont :

- ✓ la rapidité qui exige souvent des moyens très important.
- ✓ L'économie qui est garantie par une étude approfondie de sujet et la distribution rapide des plans détaillés au responsable du chantier.
- ✓ La qualité qui est obtenue par une connaissance approfondie des matériaux et de leur mise en œuvre par le choix de la main d'œuvre et des cadres appelés collaborés.

✓ **Maître de l'ouvrage :**

C'est la personne physique ou le lus souvent la personne morale qui sera le propriétaire de l'ouvrage, il fixe les objectifs et l'enveloppe budgétaire et les délais souhaités pour le projet.

✓ **Chef de projet :**

C'est la personne chargée dans le cadre d'une mission définie, d'assurer la maîtrise de projet c'est-à-dire de veiller à la bonne exécution, on choisissant d'équipe et les moyens nécessaire.

✓ **Maître d'œuvre :**

C'est la personne physique qui est chargé de suivre et contrôle l'exécution selon le plan de celui-ci

2. Conditions générales du travail :

- ✓ Le travail se fait à l'aide d'un seul relevé de huit heures par jour à raison de cinq jours par semaine.
- ✓ Les différents matériaux de construction sont disponibles, dans la région.
- ✓ Les terrassements généraux seront réalisés par l'entreprise elle-même, et le volume de terres à enlever sera donné ultérieurement.
- ✓ Les éléments entrant dans la construction seront coulés sur place.

3. Objectifs fondamentaux des méthodes d'organisation :

Une organisation de chantier doit respecter certains critères parmi lesquels :

- ✓ La coordination des différentes équipes.
- ✓ L'uniformité des délais minimum.
- ✓ La répétitivité des tâches pour un meilleur rendement.

4. Méthodes courantes :

4.1. Définitions :

a. Processus :

C'est Un travail effectué par une formation d'équipe. il ya deux types :

- ✓ **Processus simple** : constitué d'un ensemble d'opérations élémentaire. Il se réalise par une formation minimum de travail dénommé équipe.
- ✓ **Processus complexe** : il est constitué d'une série de processus simple.

b. Quantité de travail (Qti) :

C'est la quantité de travail réalisée par un effectif nécessaire, en homme ou engin, dans l'ⁱ^{eme} processus, son unité (m, m², m³, kg).

c. Volume de travail (Vti) :

C'est le temps met par un exécutant (homme, engin) pour réaliser la quantité de travail (Qti), c'est aussi l'effectif nécessaire pour réaliser cette même quantité de travail (Qti) en unité de temps, il est exprimé en **hommes-temps**

$$V_{ti} = e_i \times t_i$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_i = \text{effectif nécessaire} \\ t_i = \text{le temps de réalisation de } \underline{Q_{ti}} \end{array} \right.$$

Sont unité est : homme. Heure, homme. Jours, homme. Semaine, homme. Mois.

d. Norme de temps (Nti) :

C'est le minimum de temps nécessaire à un ouvrier ou une machine (engin) pour exécuter un travail jugé de bonne qualité, il est donné par :

$$N_{ti} = V_{ti}/Q_{ti}$$

e. Norme de production (Npi) :

C'est la quantité de production des travaux « i » de bonne qualité effectués par une exécution (engin ou ouvrier) dans une unité de temps.

Elle est définie par la relation :

$$N_{pi} = Q_{ti}/V_{ti} = 1/N_{ti}$$

f. Font de travail :

C'est l'espace du plan de travail : en volume, en surface, ou en longueur, dans lequel une équipe dotée en matériel et matériau peut exécuter son activité.

g. Secteur de travail :

Le fond de travail est divisé en parties égales ou inégales appelées secteurs.

h. Effectif :

C'est le nombre d'ouvrier nécessaire pour l'exécution de la quantité de travaux de construction. Si la durée des travaux est établie alors l'effectif est donc donné par la relation suivante :

$$e_i = N_{ti} \times Q_{ti} / T_i = Q_{ti} / N_{pi} \times T_i$$

4.2. Méthodes d'organisation :

Il existe plusieurs méthodes d'organisation, parmi lesquelles on citera les méthodes suivantes :

- **Méthode successive :** c'est une méthode qui consiste à ce que le processus simple soit exécuté par une seule équipe, concernant son effectif humain et matériel est qui alimenté uniformément ; l'équipe réalise successivement les travaux sur chaque secteur.
- **Méthode en parallèle :** pour un processus simple, elle est composée de plusieurs secteurs ; elle consiste à effectuer simultanément sur tous les secteurs de travail, on dispose alors d'autant d'équipes que de secteurs (exemple 3 secteurs 3 équipes)

Chacune des équipes rentre sur un secteur exécuté les quantités des travaux puis abandonne donc le processus.
- **Méthode à la chaîne :** le principe de cette méthode est la continuité et l'uniformité, la continuité pour l'exécution des travaux, et l'uniformité des équipes dans les différentes phases de l'exécution de façon à ce les variations si elles existent soient réduites au minimum.

La méthode à la chaîne ou méthode continue est utilisée pour l'exécution des processus complexe composé de **m** processus simple, et **n** secteur inégaux, consiste dans l'exécution des processus simples composants comme des successions synchronisées entre elles.

Chaque processus est exécuté par une équipe déterminée, qui travaille d'une manière continue sur un même secteur

Pour qu'il n'y ait pas de vide ou d'attente inutile entre chaque groupe de travailleurs, le travail se fait tout en respectant la technologie d'exécution.

La formule donnant le délai est la suivante :

$$T_e = \sum_{i=1}^m t_i^1 + \sum_{i=1}^m \xi_i^1 + \sum_{i=1}^m t_m^1$$

ξ_i^1 : Pose c'est à dire intervalle de temps entre le démarrage de deux processus *i* et *i*+1 sur un même secteur.

m : nombre de processus à exécuter.

n : nombre de secteurs inégaux.

Cette méthode est très importante car elle contribue à progression rationnelle de la construction, en effet des équipes spécialisées exécutant les mêmes travaux dont les durées sont fixées d'avance ont plus de diminuer la durée ou la garder constante que des équipes qui font différents travaux en parallèles.

4.3. Coffrage utile :

- ✓ **Choix des équipements** : pour tout le bâtiment le coffrage utile est le coffrage en bois.
- **Rotation grues – équipements** : pour le coulage du béton on a besoin d'une grue dont les caractéristiques sont données ultérieurement.

5. Technologie de construction :

Nous décomposerons notre ouvrage en activités élémentaires simple afin que le conducteur de travaux ou chef de chantier puisse se retrouver le plus facilement possible.

Dans notre étude nous concernant uniquement pour les grands œuvres (coffrage, ferrailage, bétonnage).

5.1. Terrassement généraux :

- ✓ **Décapage** : consiste à enlever la couche de terre végétale (épaisseur 15 cm à 30 cm)
- ✓ **Terrassement en grand masse** : consiste à donner au terrain les plates formes imposées par les plans d'implantations.
- ✓ **Fouilles manuelles ou excavation** : elle consiste à excaver la surface intéressées par le sous sol jusqu'à arriver au bon sol. Les bords et les fonds des fouilles sont dressés manuellement à l'aide de pelle hydraulique pour permettre une bonne assise des fondations.

5.2. Travaux en infrastructure :

- ✓ **Fondations** : les deux blocs du bâtiment reposent sur des fondations (radier) en béton de CPA dosé à 350 kg/ m^3 , et réalisées en coffrage traditionnel (en bois).
- ✓ **Les bétons** : ils sont de deux types :
 - **Béton de propreté** : en coulant du béton dosé à 150 kg/ m^3 sur une épaisseur de 10 cm au fond des fouilles.
 - **Béton de l'infrastructure et super structure** : il est dosé à 350 kg/ m^3 et il est préparé dans la centrale à béton, des échantillons de béton seront enlevée au 3^{eme}, 7^{eme}, 14^{eme}, 28^{eme} jours
- ✓ **Matériel nécessaire à la mise en œuvre du béton** :
 - Un camion malaxeur.
 - Une centrale à béton : elle permet la préparation proprement dite du béton et comporte des éléments donnés ultérieurement.

5.3. Travaux en superstructure :

- ✓ **Les éléments** : tout les éléments (escaliers, balcons, voiles, poutres, poteaux...) sont coulés sur place. Les poutrelles sont coulées dans le chantier
- ✓ **Etape de réalisation d'un plancher en poutrelle et en corps creux** :
 - Pose des poutrelles.
 - Pose de corps creux entre deux poutrelles.
 - Pose de ferrailage (dalle de compression).
 - Bétonnage du plancher sur une seule phase.

6. Calcul du temps et effectifs :

6.1. Introduction :

Une étape très importante dans un projet de méthode et organisation consiste à déterminer les moyens nécessaires en main d'œuvre car elle est l'un des éléments prépondérant du prix de revient d'un ouvrage d'où la nécessité de rechercher l'accroissement de la productivité de celle-ci afin d'obtenir un instrument d'organisation valable.

Il est très important de réduire au maximum l'effectif à employer sans qu'il ait un manque

Il est nécessaire d'estimer la durée des activités par rapport à la durée totale du projet, cette durée est liée à la charge des moyens humains.

6.2. Calcul du volume de travail :

On détermine les quantités des travaux, et les volumes à l'aide des formules (1) et (2) :

$$V_{Ti} = Q_{Ti} \times N_{Ti} = T_i \times e_i \times [H/h \text{ ou } H/j]$$

Exemple de calcul :

Pour le coffrage des poteaux + voiles d'étage courant :

$$Q = 1043,84 \text{ m}^2$$

$$N_p = 1,79$$

$$N_t = 1/N_p = 1/1,79 = 0,56$$

$$V_T = T_i \times e_i = Q_{Ti} \times N_{Ti} = 1043,84 \times 0,56 = 585 \text{ Hommes} \times \text{heures.}$$

Pour avoir Homme \times jours on divise par 8

$$V_t = 585 / 8 = 74 \text{ Homme} \times \text{jours}$$

Si nous proposons comme effectifs 7 Hommes, nous obtiendrons comme durée d'exécution :

$$T = 74/7 = 11 \text{ jours.}$$

Donc nous auront 7 ouvriers qui train ailleront durant 6 jours.

Tous les autres calculs des autres processus son récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau récapitulatif :

Désignation des secteurs et des travaux	U	Quantité Qti	Np	NT	Vt (Hh)	Vt (Hj)	Effectif e	Temp s T (jour)
➤ INFRASTRUCTURE								
1) Terrassement en grand masse + implantation	m ³	4030.89	50.00	0.02	81 ,0	11	1	11
2) Fouilles (fondation) :								
✓ Le radier	m ³	897,75	34.00	0.03	27,0	4	1	4
✓ Béton de propreté	m ³	71,89	1.69	0.59	43,0	6	2	3
✓ Coffrage (radier)	m ²	718.87	1.35	0.74	532	67	10	7
✓ Ferrailage (radier)	Kg	5821,00	34.00	0.03	175	22	6	4
✓ Bétonnage (radier)	m ³	575.10	1.35	0.74	426	54	6	9
3) Remblai en terre (fondations)	m ³	216,00	3.85	0.26	56	7	4	2
4) voiles Périphériques								
✓ Coffrage	m ²	746,80	1.19	0.84	628	79	10	8
✓ Ferrailage	Kg	6776,00	50.00	0.02	136	17	6	3
✓ Bétonnage	m ³	41,08	0.76	1.32	55	7	4	2
5) sous sol								
a) poteaux + voile sous sol								
✓ Coffrage	m ²	1302,04	1.79	0.56	730	92	10	9
✓ Ferrailage	Kg	8321,40	50.00	0.02	167	21	5	4
✓ Bétonnage	m ³	143.25	0.91	1.32	190	24	5	5
✓ Remblai en terre sous sol	m ³	286.40	3.85	0.26	75	10	6	2
b) Plancher + poutres								
✓ Coffrage (dalle s.sol + poutres)	m ²	718,18	1.05	0.95	683	86	10	9
✓ Ferrailage (poutre + dalles pleines)	Kg	5219.00	50.00	0.02	105	14	5	3
✓ Pose des poutrelles + corps creux	M ²	314.80	2.56	0.39	123	16	4	4
✓ Pose du treillis soudé	M ²	395,00	50.00	0.02	8	1	1	1
✓ Bétonnage	m ³	42.72	0.90	1.11	48	6	6	1

➤ SUPERSTRUCTURE (étage courant+RDC)								
a) poteaux + voiles								
✓ Coffrage	m ²	1043,84	1.79	0.56	585	74	7	11
✓ Ferrailage	Kg	6500.00	50.00	0.02	130	17	5	4
✓ Bétonnage	m ³	115,40	0.91	1.32	153	20	4	5
b) Plancher + poutres								
✓ Coffrage (dalle + poutres)	m ²	718,18	1.05	0.95	683	86	10	9
✓ Ferrailage (poutres + dalles pleines)	Kg	5219,00	50.00	0.02	105	14	5	3
✓ Pose des poutrelles + corps creux	m ²	314,80	2.56	0.39	123	16	4	4
✓ Pose du treillis soudé	m ²	395,00	50.00	0.02	8	1	1	1
✓ Bétonnage	m ³	42,72	0.90	1.11	48	6	6	1
c) Escalier								
✓ Coffrage	m ²	30.00	0.98	1.02	31	4	2	2
✓ Ferrailage	Kg	150,00	1.11	0.90	135	17	5	4
✓ Bétonnage	m ³	3.60	1.14	0.88	4	1	1	1

Tab.7-1 : Calcul du volume de travail

Remarque :

Le calcul est fait pour une main d'œuvre qualifiée

7. Cyclogramme des travaux :**7.1. Définition :**

Le cyclogramme des travaux signifie la planification, nous permettons de calculer la durée réelle d'exécution d'une construction.

Le cyclogramme des travaux se présente de la manière suivante :

- ✓ En abscisses se trouvent l'échelle des temps en jours ouvrable de huit (8) heure
- ✓ En ordonnées se trouvent les secteurs dans l'ordre technologique

7.2. Fixation des paramètres :

Suivent le principe de la méthode “méthode continue“, on définit le cyclogramme des travaux pour chaque cycle de travaux

L'équipe qui exécute un cycle sur un secteur doit avoir un effectif adéquat pour effectuer le travail dans le module de temps fixé auparavant.

Chaque équipe rentre, exécute un cycle sur un secteur pour effectuer. Entre temps, une autre équipe rentre dans le secteur pour effectuer le 2ème cycle (processus) et ainsi de suite.

En respectant l'ordre technologique d'exécution des travaux

-en respectant les décalages organisationnels et technologiques de 28 jours entre le coulage des dalles et leurs coffrages.

7.3. Interprétation de cyclogramme :

Le cyclogramme nous donne le déroulement des travaux, suivant un ordre technologique de manière à ce que les décalages organisationnels ne soient pas trop importants.

Parmi les différentes cyclogramme on a :

➤ **Diagramme GANT :**

C'est le plus connu et le plus utilisé sur le chantier, il est dessiné à une échelle déterminée, représente le déroulement des travaux de manière très claire car presque tout le monde sur le chantier est capable de lire et de comprendre ce type de diagramme.

Le temps est représenté sur une échelle horizontale choisie par la planification, elle peut être le mois, la semaine, le jour ou l'heure et verticalement sont représentés les différents cycles à exécuter, chaque activité est représentée par une barre qui indique le début et la fin de l'activité au fur et à mesure que les travaux sont exécutés et finis, la méthode consiste à noircir les barres.

✓ **Les avantages :**

- ✓ une visualisation des diverses tâches.
- ✓ un lecteur facile qui permet un contrôle journalier du chantier.
- ✓ un suivi facile pour l'avance ou retard des travaux.
- ✓ permet de prévoir les ressources (main d'œuvre, matériels, matériaux).
- ✓ convient pour les projets de construction en série et continue.

✓ **Les inconvénients :**

Les marques de souplesse et de flexibilité caractérisent ce diagramme car un retard quelconque entraîne un décalage de toutes les tâches suivantes à la tâche retardée et les marges de manœuvre ne ressortent pas d'elles-mêmes

Le diagramme barre précise l'assurance de la succession technologique normale des travaux et de la continuité du travail sur le chantier pour l'entier durée des travaux.

Pour les taches de réalisation et la trace du diagramme des barres on utilise le logiciel de calcul **MS Project**

désignation		délai		
		jours	semaines	
infrastructure	travaux	53	10,6	
	Attente + décoffrage	28	5,6	
Sous sol	Poteaux+voiles	Coffrage+ferrailage	13	2,17
		Bétonnage+décoffrage	5	1
	Plancher+poutres	Coffrage+ferrailage	11	2,2
		Pose des Poutrelles +hourdis+treillis soudes+ bétonnage	6	1,2
		Attente + décoffrage	28	5,6
RDC+étages courants	Poteaux+voiles	Coffrage+ferrailage	15	3
		Bétonnage+décoffrage	5	1
	Plancher+poutres	Coffrage+ferrailage	12	2,4
		Pose des Poutrelles +hourdis+treillis soudes+ bétonnage	6	1,2
		Attente + décoffrage	28	5,6
	Escaliers	Coffrage+ferrailage	6	1,2
		Bétonnage	1	0,2
		Attente + décoffrage	28	5,6
	acrotère	Coffrage+ferrailage	4	0,8
Bétonnage		2	0,4	

Tab.7-2 : durée de réalisation des taches

N°	Nom de la tache	Durée	Début	Fin
1	infrastructure	53 jours	Ven 10/01/01	Mar 10/03/16
2	Attente + décoffrage	28 jours	Mar 10/03/16	Jeu 10/04/22
3	Poteaux+voiles(S/sol)	18 jours	Mer 10/03/17	Ven 10/04/09
4	Plancher+poutres(s/ sol)	17 jours	Lun 10/04/12	Mar 10/05/04
5	Attente + décoffrage(s/sol)	28 jours	Mer 10/05/05	Ven 10/06/11
6	Poteaux+voiles(RDC)	20 jours	Mer 10/05/05	Mar 10/06/01
7	Plancher+poutres(RDC)	6 jours	Mer 10/06/02	Mer 10/06/09
8	Attente + décoffrage	28 jours	Jeu 10/06/10	Lun 10/07/19
9	Escaliers	7 jours	Jeu 10/06/10	Ven 10/06/18
10	Attente + décoffrage	28 jours	Lun 10/06/21	Mer 10/07/28
11	Poteaux+voiles (1ier)	20 jours	Lun 10/06/21	Ven 10/07/16
12	Plancher+poutres (1ier)	6 jours	Lun 10/07/19	Lun 10/07/26
13	Attente + décoffrage	28 jours	Mar 10/07/27	Jeu 10/09/02
14	Escaliers	7 jours	Mar 10/07/27	Mer 10/08/04
15	Attente + décoffrage	28 jours	Jeu 10/08/05	Lun 10/09/13
16	Poteaux+voiles (2eme)	20 jours	Jeu 10/08/05	Mer 10/09/01
17	Plancher+poutres(2eme)	6 jours	Lun 10/08/02	Lun 10/08/09
18	Attente + décoffrage	28 jours	Mar 10/08/10	Jeu 10/09/16
19	Escaliers	7 jours	Mar 10/08/10	Mer 10/08/18
20	Attente + décoffrage	28 jours	Jeu 10/08/19	Lun 10/09/27
21	Poteaux+voiles (3eme)	20 jours	Jeu 10/08/19	Mer 10/09/15
22	Plancher+poutres (3eme)	6 jours	Lun 10/08/16	Lun 10/08/23
23	Attente + décoffrage	28 jours	Mar 10/08/24	Jeu 10/09/30
24	Escaliers	7 jours	Mar 10/08/24	Mer 10/09/01
25	Attente + décoffrage	28 jours	Jeu 10/09/02	Lun 10/10/11
26	Poteaux+voiles (4eme)	20 jours	Jeu 10/09/02	Mer 10/09/29
27	Plancher+poutres	6 jours	Jeu 10/09/30	Jeu 10/10/07
28	Attente + décoffrage	28 jours	Ven 10/10/08	Mar 10/11/16
29	Escaliers	7 jours	Ven 10/10/08	Lun 10/10/18
30	Attente + décoffrage	28 jours	Mar 10/10/19	Jeu 10/11/25
31	Poteaux+voiles (5eme)	20 jours	Mar 10/10/19	Lun 10/11/15
32	Plancher+poutres	6 jours	Mar 10/11/16	Mar 10/11/23
33	Attente + décoffrage	28 jours	Mer 10/11/24	Ven 10/12/31
34	Escaliers	7 jours	Mer 10/11/24	Jeu 10/12/02
35	Attente + décoffrage	28 jours	Ven 10/12/03	Mar 11/01/11
36	Poteaux+voiles (6eme)	20 jours	Ven 10/12/03	Jeu 10/12/30
37	Plancher+poutres	6 jours	Ven 10/12/31	Ven 11/01/07
38	Attente + décoffrage	28 jours	Lun 11/01/10	Mer 11/02/16
39	Escaliers	7 jours	Lun 11/01/10	Mar 11/01/18
40	Attente + décoffrage	28 jours	Mer 11/01/19	Ven 11/02/25
41	Poteaux+voiles (7eme)	20 jours	Mer 11/01/19	Mar 11/02/15
42	Plancher+poutres	6 jours	Mer 11/02/16	Mer 11/02/23
43	Attente + décoffrage	28 jours	Jeu 11/02/24	Lun 11/04/04
44	Escaliers	7 jours	Jeu 11/02/24	Ven 11/03/04
45	Attente + décoffrage	28 jours	Lun 11/03/07	Mer 11/04/13
46	Poteaux+voiles (8eme)	20 jours	Lun 11/03/07	Ven 11/04/01
47	Plancher+poutres	6 jours	Lun 11/04/04	Lun 11/04/11

48	Attente + décoffrage	28 jours	Mar 11/04/12	Jeu 11/05/19
49	Escaliers	7 jours	Mar 11/04/12	Mer 11/04/20
50	Attente + décoffrage	28 jours	Jeu 11/04/21	Lun 11/05/30
51	Poteaux+voiles (9eme)	20 jours	Jeu 11/04/21	Mer 11/05/18
52	Plancher+poutres	6 jours	Jeu 11/05/19	Jeu 11/05/26
53	Attente + décoffrage	28 jours	Ven 11/05/27	Mar 11/07/05
54	Escaliers	7 jours	Ven 11/05/27	Lun 11/06/06
55	Attente + décoffrage	28 jours	Mar 11/06/07	Jeu 11/07/14
56	Poteaux+voiles (10 éme)	20 jours	Mar 11/06/07	Lun 11/07/04
57	Plancher+poutres	6 jours	Mar 11/07/05	Mar 11/07/12
58	Attente + décoffrage	28 jours	Mer 11/07/13	Ven 11/08/19
59	Escaliers	7 jours	Mer 11/07/13	Jeu 11/07/21
60	Attente + décoffrage	28 jours	Ven 11/07/22	Mar 11/08/30
61	Poteaux+voiles (11 éme)	20 jours	Ven 11/07/22	Jeu 11/08/18
62	Plancher+poutres	6 jours	Ven 11/08/19	Ven 11/08/26
63	Attente + décoffrage	28 jours	Lun 11/08/29	Mer 11/10/05
64	Escaliers	7 jours	Lun 11/08/29	Mar 11/09/06
65	Attente + décoffrage	28 jours	Mer 11/09/07	Ven 11/10/14
66	Poteaux+voiles (12 éme)	20 jours	Mer 11/09/07	Mar 11/10/04
67	Plancher+poutres	6 jours	Mer 11/10/05	Mer 11/10/12
68	Attente + décoffrage	28 jours	Jeu 11/10/13	Lun 11/11/21
69	Escaliers	7 jours	Jeu 11/10/13	Ven 11/10/21
70	Attente + décoffrage	28 jours	Lun 11/10/24	Mer 11/11/30
71	Poteaux+voiles (13 éme)	20 jours	Lun 11/10/24	Ven 11/11/18
72	Plancher+poutres	6 jours	Lun 11/11/21	Lun 11/11/28
73	Attente + décoffrage	28 jours	Mar 11/11/29	Jeu 12/01/05
74	Escaliers	7 jours	Mar 11/11/29	Mer 11/12/07
75	Attente + décoffrage	28 jours	Jeu 11/12/08	Lun 12/01/16
76	Coffr+ferr(acrotère)	4 jours	Jeu 11/12/08	Mar 11/12/13
77	Bétonnage (acrotère)	2 jours	Mer 11/12/14	Jeu 11/12/15

Tab.7-3 : Planification des taches

REMARQUE :

- les dates de planification sont présentées selon la méthode anglaise
- Une semaine est l'équivalent de cinq (05) jours
- La duré de réalisation est celle de la duré estimé (2 ans)

CONCLUSION

CONCLUSION :

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Bibliographie :

REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL1991, BAEL2005
-  Document technique règlementaire (DTR B C 2 48)

LIVRES

-  Construire parasismique..... Milan zacek
-  Calcul des ouvrages en béton armé..... M.Belazougui
-  Conception et calcul des structures de bâtiment..... Henry. Thonier

COURS

-  Béton armé.....ENP
-  Dynamique des structures.....ENP
-  Bâtiments.....ENP

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures **ETABS** version 9.1.4
-  Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**
-  Logiciel de calcul **RDM 6**
-  EXCEL 2007
-  WORD 2007
-  AUTO CAD 2008
-  MS PROJECT 2003

ANNEXE

Définition générale du Génie civil :

Le **Génie civil** représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement .Il se représente aussi une expression désignant l'art de la construction en général.

Domaine d'application :

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le Bâtiment. Il comprend notamment :

- le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel,
- les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc.
- les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, canaux, ports, tunnels, etc.
- les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc...

Phases d'un projet :

Un projet de génie civil peut être scindé en plusieurs phases, souvent confiées à des organismes différents :

- la planification qui consiste à intégrer le projet dans un ensemble de plans directeurs,
- la conception, qui inclut la réalisation des études détaillées d'avant-projet,
- le dimensionnement, qui consiste à déterminer les dimensions des éléments constitutifs de la future réalisation,
- l'appel d'offres qui permet de planifier la réalisation, notamment le coût de celle-ci, et de choisir l'entreprise qui en aura la charge,
- l'exécution de la construction, qui inclut l'élaboration du projet définitif. différents corps de métiers interviennent dans la réalisation d'un ouvrage :
 1. les études techniques (Techniques de génie civil) entrent dans le détail de la phase de dimensionnement et établissent les plans de construction. Ensuite, interviennent les méthodes qui valident la faisabilité des plans de construction et définissent le mode et les outils de construction.
 2. le département de production : Fondation (construction), terrassements, gros œuvre, corps d'états secondaires, corps d'états techniques, corps d'états architecturaux, équipements.
- l'exploitation et l'entretien de l'ouvrage

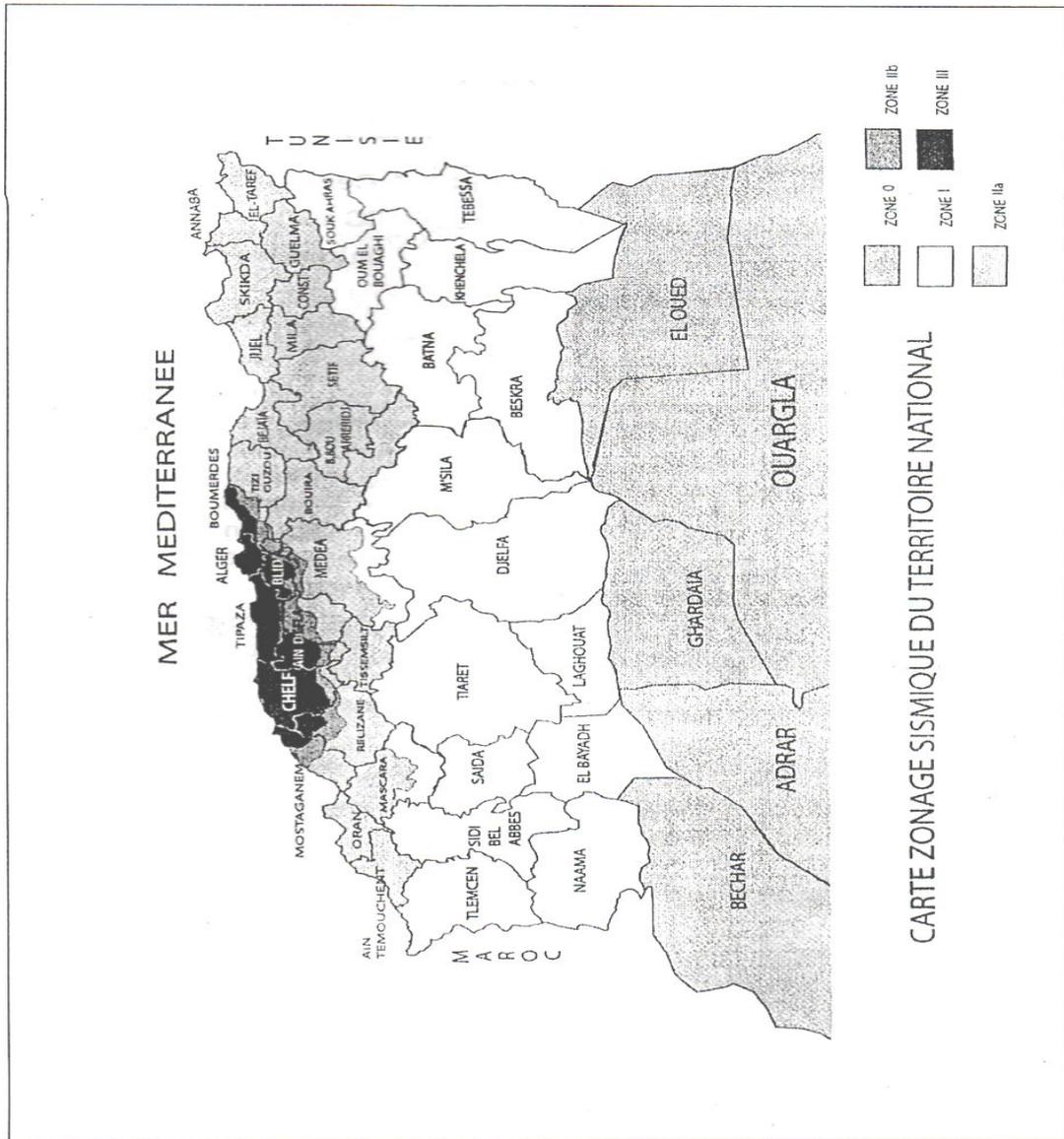
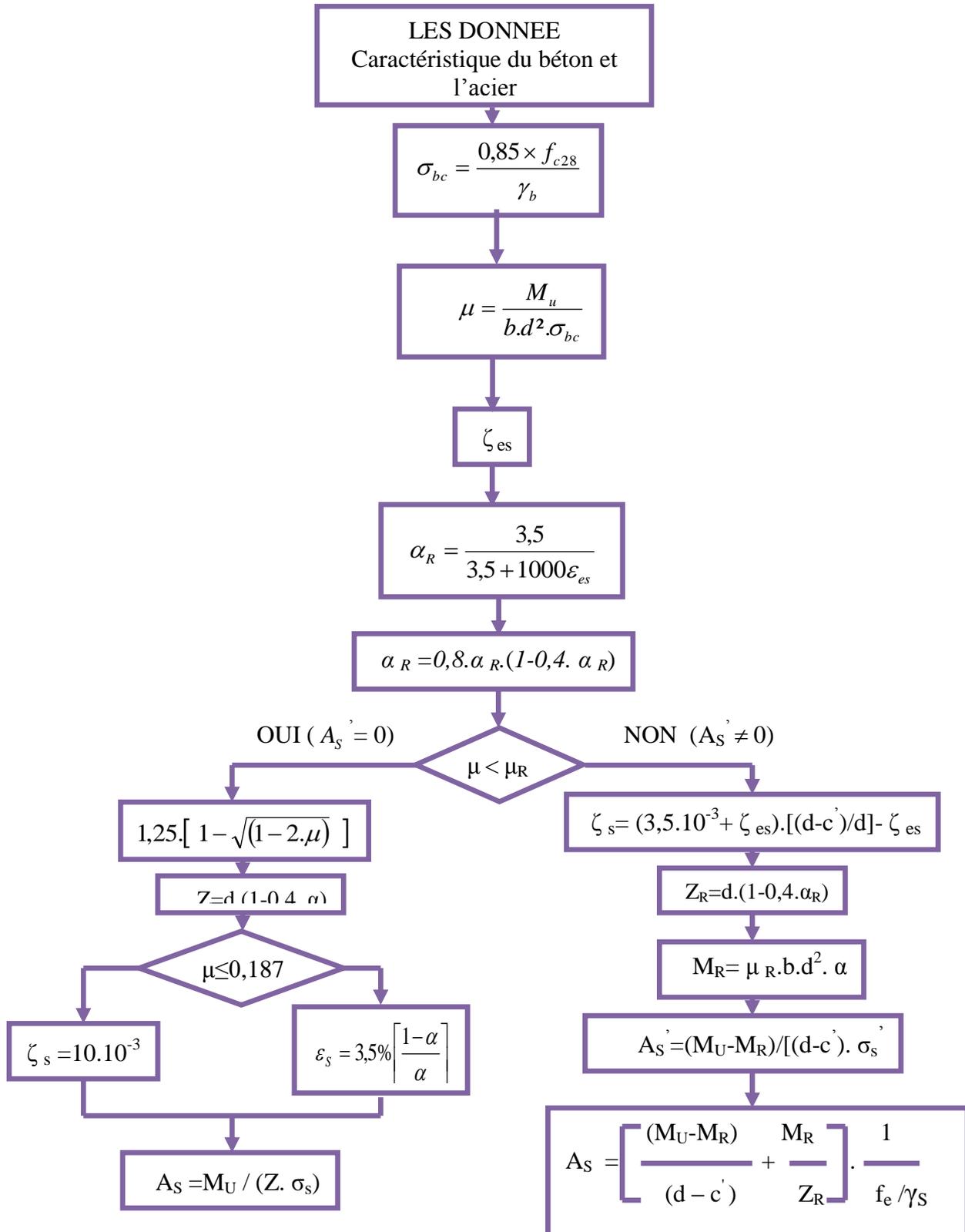
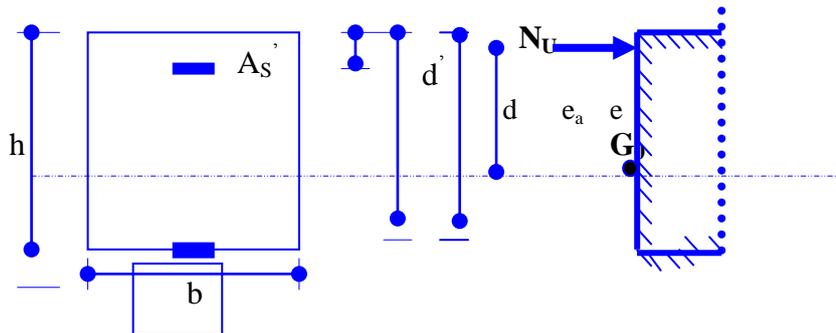


Figure n°1 : Carte de zonage sismique.

**ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



**ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



LES DONNEES
B, h, d, σ_{bc} , e, N_U , M_U

$$N_U = M_U/e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

OUI $\psi_1 \leq 0,81$ **NON**

Calculer
 $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d-d') N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

OUI $e \leq e_{NC}$ **NON**

NON $\chi \leq 0,19$ **OUI**

Section entièrement comprimée **E.L.U**
Non atteint % minimal d'armatures $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée **E.L.U**
Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

OUI $X > 0$ **NON**

$A_S = 0$
 $A_S = 0$

$A_S \neq 0$
 $A_S \neq 0$

ϕ	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES
Section en "cm²", diamètre ϕ en "mm"