

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DEL'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHESCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE : technologie

DEPARTEMENT : génie civil

N° :



DOMAINE : science et technologie

FILIERE : génie civil

OPTION : structure

Mémoire présenté pour l'obtention Du diplôme de Master
Académique

THEME :

**Conception et étude d'un structure mixte et proposer
une meilleure position des voiles.**

(Batiment SS+ RDC+8)

Dirigé par:

Mr. BENYAHIA Abdeslam

Présenté par :

Mr. ALLAL Mohammed El Amin

Promotion : 2016/2017

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE : technologie

DEPARTEMENT : génie civile

N° :



DOMAINE : science et technologie

FILIERE : génie civil

OPTION : structure

Mémoire présenté pour l'obtention Du diplôme de Master
Académique

THEME :

**Conception et étude d'un structure mixte et proposer
une meilleure position des voiles.**

(Batiment SS+ RDC+8)

Dirigé par:

Mr. BENYAHIA Abdeslam

Présenté par :

Mr. ALLAL Mohammed El Amin

Promotion : 2016/2017

Dédicace:

Je dédie ce mémoire à :

*A vous mes chères **parents**, ce modeste travail qui est le fruit de vos interminables conseils, assistance et soutien moral, en témoignage de ma reconnaissance et mon affection, dans l'espoir que vous en serez fiers.*

*A mon cher sœur **chahrazed** auquel je souhaite beaucoup de réussite.*

*A mes adorables sœurs **Hanane** et **Bouthaina**.*

*A toute la famille **ALLAL** et **HAMOUDA**.*

A tous mes amis (es): sans exception

*A mes respectueux et généreux profs et précisément **ben yahia**, **hamitouche** ; **silina**; **Seddiki** et **Mme zeguichi**.*

Et tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à la réalisation de ce travail.

Medelamin



Remerciements:

Je tiens avant tout à remercier Le DIEUX tout puissant qui mérite les meilleures expressions de remerciement et de gratitude qui m'a donné la volonté, la santé et la force pour la réalisation de ce travail.

Je remercie mon encadreur au sein de l'université Mr ben yahia Abdeslam pour ses conseils, sa patience et son aide et par leurs chaleureux accueil, multiples informations et recommandations qui ont joué un rôle important dans l'élaboration de ce travail.

Mes remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui ont accepté d'examiner ce mémoire.

Je n'oublie pas de remercier ma famille qui n'a cessé de me soutenir tout au long de ces travaux de recherche, un grand MERCI à mon père qui m'a supporté dans les moments difficiles et à ma mère qui a été la première à avoir cru en moi et à m'avoir poussé à faire de la recherche. Comme je remercie également mes sœurs, pour leur encouragement.

À tous mes amis, tous mes camarades et tous ceux qui m'entourent, ici ou au loin par leur présence ou par leurs pensées.

Med El Amin

Sommaire

Dédicace

Remerciement

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des abréviations

Résumé

Introduction générale..... 1

Chapitres I : généralités et définitions.

Introduction

I.1 présentation de l'ouvrage2

I.2 caractéristiques de l'ouvrage.....2

I.3 conception de la structure.....3

I.3-1 Ossature.....3

I.3-2 Eléments non-structuraux.....3

I.3-4 Maçonnerie.....3

I.3-5 Revêtement.....3

I.3-6 Isolation.....3

I.3-7 Escalier3

I.3-8 Acrotère.....3

I.3-9 Les balcons.....4

I.3-10 Cage d'ascenseur.....4

I.3-11 Infrastructure.....4

I.4 les états limites : (CBA93)4

I.4-1 définition.....4

I.5 caractéristique mécanique de matériaux.....4

I.5.1 le béton.....4

I.5.1-1 Les granulats5

I.5.1-2 Eau de gâchage6

I.5.1-3 Le ciment.....6

I.5.2 L'acier.....6

I.6 Hypothèses de calcul: (A.4, P55, B.A.E.L91)15

I.6.1 Etat limite ultime de résistance:15

I.6.2 Etat limite de service.....15

I.7) Présentation des règlements16

Conclusion

Chapitre II: prédimensionnement

Introduction

II.1) Prédimensionnement des planchers.....17

II.1-1 Plancher à corps creux.....17

II.1.2 dalle pleine.....19

II.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations.....21

II.2.1. Plancher terrasse (Charges permanentes).....21

II.2.2. Plancher courant.....	22
II.2.3. dalle pleine.....	22
II.2.4. Maçonnerie.....	23
II.2.5. Acrotère.....	24
II.3) Prédimensionnement des poutres.....	24
II.4) prédimensionnement des poteaux :	28
II.4.1 Dimensionnement des poteaux.....	32
II.4.2. Calcul de la longueur de flambement L_f	35
II.4.4. Vérification selon le RPA99 version2003.....	37
II.5) Prédimensionnement des voiles.....	38
II-6) Calcul des Balcons.....	39
II-6-1-pré dimensionnement de la dalle pleine.....	39
II.7) Calcul d'escaliers.....	40
II-7-1 Définition.....	40
II-7-2 Terminologie.....	40
II.7.3.Evaluation des charges et surcharges.....	41
Conclusion	

Chapitre III: calcul des éléments secondaires

Introduction

III.1) Calcul des éléments non structuraux.....	42
III.1.1 l'acrotère.....	42
III.1.1.1 Principe de calcul.....	42
III.1.1.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations.....	42
III.1.1.3. Calcul des efforts.....	43
III.1.1.4- Calcul du ferrailage	43
III.1.1.5 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton (BAEL91 art 5.1.1).....	45
III.1.1.6 Vérification de l'acrotère au séisme	45
III.1.2 les balcons.....	46
III.1.2.1 Evaluation des charges.....	46
III.1.2.2 Calcul des moments.....	46
III.1.2.3 Calcul de ferrailage.....	47
III.1.3 planchers a corps creux	49
III 1. 3.1 Calcul des poutrelles	49
III 1. 3.2 La dalle de compression.....	64
III 1.4) calcul des dalles pleines.....	65
III 1.4.1 Définition.....	65
III.1.4.1.1.Exposé de la méthode des lignes de rupture.....	65
III 1.5) Etude de la salle machine.....	70
III 1. 5.1 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage.....	71
III 1.5.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}	71
III 1.5.3 Ferrailage.....	72
III.1.6) Les escaliers.....	74
III.1.6.1 Calcul des sollicitations.....	74
III.1.6.2 Calcul du ferrailage.....	77
III.1.6.3 Calcul de la poutre brisé.....	80
Conclusion	

Chapitre IV: étude dynamique

Introduction	
IV.1) Le phénomène physique	85
IV.2) Objectifs de l'étude dynamique.....	85
IV .3) Modélisation mathématique.....	85
IV .3.1 La méthode statique équivalente.....	86
IV .3.2 Méthode modale spectrale.....	86
IV .3.2 .1 Spectre de réponse de calcul.....	89
IV.4) Logiciel d'analyse "Robot Analyse structure"	91
IV.4.1 Présentation du programme ROBOT2011.....	91
IV.4.2 Modélisation de la structure.....	92
IV.4.3 Etapes de modélisation	92
IV.5) Choix des dispositions de voiles à étudier.....	92
IV.5.1 Etude de la variante.....	192
IV.5.1.1 Vérification du comportement dynamique.....	93
IV.5. 1.2 Vérification Art 4.3.4 RPA 2003.....	93
IV.5. 1.2.1 Vérification l'excentricité	93
IV.5.1.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003.....	95
IV.5.1.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003.....	95
IV.5.1.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ).....	96
IV.5.2 Etude de la variante 2	97
IV.5.2.1 Vérification du comportement dynamique.....	97
IV.5.2.2 Vérification Art 4.3.4 RPA 2003.....	98
IV.5.2.2.1 Vérification l'excentricité.....	98
IV.5.2.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003.....	98
IV.5.2.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003.....	99
IV.5.2.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ).....	99
IV.5.3 Etude de la variante 3 :.....	100
IV.5.3.1 Vérification du comportement dynamique.....	100
IV.5.3.2. Vérification Art 4.3.4 RPA 2003.....	100
IV.5.3.2.1 Vérification l'excentricité	101
IV.5.3.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003.....	101
IV.5.3.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003.....	102
IV.5.3.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ).....	102
IV.4) Interprétation des résultats.....	103
IV.4.1 Déplacements inter-étages maximal (Δx).....	103
IV.4.2 L'Effort maximal (P- Δ).....	103
IV.4.3 Le période maximale.....	103
IV.5 Résultat.....	104
IV.5.1 Vis à vis Déplacements inter-étages maximal (Δx).....	104
IV.5.2 Vis à vis L'Effort maximal (P- Δ).....	104
IV.5.3 Vis à vis Le période maximale.....	104
IV.5.4 Vis à vis Efforts tranchant	105
IV.6 Distribution de la force sismique selon la hauteur.....	105
IV.6 .1 Vérification en renversement.....	106
Conclusion	

Chapitre V: calcul des éléments résistants

Introduction

V.1) Ferrailage des poutres.....	109
V.1.1 Prescriptions données par RPA99/version 2003.....	109
V.1.2. Exemple de calcul.....	110
V.1.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service.....	113
V.1.4. Vérification de la flèche.....	113
V.2) Ferrailage des poteaux.....	115
V.2.1 ferrailage longitudinal.....	117
V.2.2 Ferrailage transversale.....	117
V.3) Ferrailage des voiles.....	123
V.3.1 Voiles pleins.....	123
V.3.1.1 Méthode de calcul.....	125
V.3.1.1.1. Recommandations réglementaires.....	127
V.3.1.1.1.a. Armatures verticales.....	127
V.3.1.1.1.b. Armatures horizontales.....	127
V.3.1.1.1.c. Armatures transversales.....	128

Conclusion

Chapitre VI: études des éléments infrastructure

Introduction

VI.1) les fondations.....	131
VI.1.1 Stabilité des fondations.....	131
VI.1.2 Types de fondations	132
VI.1.3 Connaissance du lieu et du sol.....	132
VI.2) Calcul des fondations.....	133
V.2.1 semelle isolé.....	133
VI.2.2 semelle filante.....	136
VI.2.2.1 dimensionnement SF 1.....	136
VI.2.2.2 Dimensionnement SF2.....	138
VI-3) Calcul des longrines.....	139
VI.4) voile périphérique.....	140
VI.4. 1 Méthode de calcul.....	141
VI.4. 1.2 calcul du ferrailage.....	141
VI.4. 1.3 Condition de non fragilité.....	142
VI.4. 1.4 les vérifications.....	143

Conclusion

Conclusion générale.....	145
---------------------------------	------------

Annexe (pièces joints au mémoire)

Références et bibliographie

Liste des tableaux

Chapitre I :

- **Tableau I.1 :** Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....1
- **Tableau I.2 :** Pourcentage en volume absolu des constituants du béton.....5
- **Tableau I.3 :** Catégories des granulats suivant la grosseur de grains.....6
- **Tableau I.4 :** les composants du béton.....6
- **Tableau I.5 :** la résistance à j jours de béton.....8
- **Tableau I.6 :** les paramètres de la contrainte ultime du béton.....9
- **Tableau I.7 :** Tableau des sections d'acier.....12
- **Tableau I.8 :** les contraintes de l'acier (ELS).....13
- **Tableau I.9 :** les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité actuellement sur le marché.....13

Chapitre II :

- **Tableau II.1 :** Charge permanente du plancher terrasse accessible.....21
- **Tableau II.2 :** Charge permanente du plancher courant.....22
- **Tableau II.3 :** Charge permanente du plancher terrasse accessible (dalle pleine).....22
- **Tableau II.4 :** Charge permanente du plancher courant (dalle pleine)23
- **Tableau II.5 :** charge permanente du mur simple cloison.....23
- **Tableau II.6 :** charge permanente des murs extérieurs.....24
- **Tableau II.7 :** Charges d'exploitation.....30
- **Tableau II.8 :** Poteau d'angle.....31
- **Tableau II.9 :** Poteau de rive.....31
- **Tableau II.10 :** Poteau intermédiaire.....32
- **Tableau II.11 :** Le poteau le plus sollicité.....34
- **Tableau II.12 :** Calcul de l'effort N_u35
- **Tableau II.13 :** Calcul de N_u36
- **Tableau II.14 :** Vérifications de section des poteaux.....37
- **Tableau II.15 :** Les raideurs des barres.....37
- **Tableau II.16 :** Vérification aux zones nodales.....38
- **Tableau II.17 :** dimensionnement des voiles.....38
- **Tableau II.18 :** charges permanentes des balcon39
- **Tableau II.19 :** Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier..41
- **Tableau II.20 :** Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.....41

Chapitre III :

- **Tableau III.1 :** Charges permanentes et d'exploitations d'acrotère..... 42
- **Tableau III.2 :** les efforts de l'acrotère.....42
- **Tableau III.3 :** Combinaison des charges de balcon.....47
- **Tableau III.4 :** Evaluation des charges et surcharges de poutrelle.....50
- **Tableau III.5 :** résultat de moment simple.....50

• Tableau III.6: calcul des étaielements.....	51
• Tableau III.7: Evaluation des charges et surcharges de poutrelle.....	52
• Tableau III.8 : Calcul le moment fléchissant M_0	55
• Tableau III.9 : Calcul le moment sur appuis.....	55
• Tableau III.10 : Calcul le moment en travée.....	56
• Tableau III.11 : calcul Effort tranchant maximale.....	56
• Tableau III .12 : Efforts - Cas: 4 (1.35G+1.5Q): Valeurs.....	57
• Tableau III.13 : Efforts - Cas: 5 (G+Q): Valeurs.....	57
• Tableau III.14 : Calcul les moments M_0	59
• Tableau III.15 : Calcul les moments sur appuis.....	59
• Tableau III.16 : Calcul les moments en travée.....	59
• Tableau III.17 : Calcul l'effort tranchant.....	59
• Tableau III.18 : les sollicitations max en travée et en appuis.....	59
• Tableau III.19 : Les données.....	60
• Tableau III.20 : calcul des armatures.....	62
• Tableau III.21 : Vérification à l'E.L.S.....	62
• Tableau III.22: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement..	63
• Tableau III.23 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.....	64
• Tableau III.24: Travail externe.....	67
• Tableau III.25: Travail interne.....	67
• Tableau III.26: calcul du moment.....	67
• Tableau III .27 : calcul du ferrailage.....	68
• Tableau III.28 : Calcul des sections d'acier de la dalle.....	68
• Tableau III.29 : vérification a ELS.....	69
• Tableau III.30: vérification de la flèche préliminaire.....	69
• Tableau III.31 : Calcul des sections d'acier de la dalle.....	72
• Tableau III.32 : Calcul des sollicitations.....	74
• Tableau III.33 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.....	77
• Tableau III.34 : Les armatures de répartition.....	77
• Tableau III.35: Vérification de l'espacement des armatures.....	77
• Tableau III.36: Vérification d'ELS.....	78
• Tableau III .37 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	79
• Tableau III.38 : Calcul des sections d'acier de poutre brisé.....	82
• Tableau III.39 : Vérification a ELS.....	83

Chapitre IV :

• Tableau IV.1 : détermination du facteur de qualité Q.....	91
• Tableau IV.2: Modes propres de la structure.....	93
• Tableau IV.3: Les résultats de centre de masse et centre de rigidité.....	95
• Tableau IV.4: résultat de force sismique.....	95
• Tableau IV.5: Déplacements inter-étages.....	96
• Tableau IV.6: Effets P- Δ	96
• Tableau IV.7 : Modes propres de la structure.....	97
• Tableau IV. 8: Les résultats de centre de masse et centre de rigidité.....	98
• Tableau IV.9: résultat de force sismique.....	99

- **Tableau IV.10:** Déplacements inter-étages.....99
- **Tableau IV.11** Vérification des effets P- Δ99
- **Tableau IV.12:** Modes propres de la structure.....100
- **Tableaux IV.13:** Les résultats de centre de masse et centre de rigidité.....101
- **Tableau IV.14 :** résultat de force sismique.....101
- **Tableau IV.15:** Déplacements inter-étages.....102
- **Tableau IV.16:** Vérification des effets P- Δ102
- **Tableau IV.17** Déplacements inter-étages maximal (Δx).....103
- **Tableau IV.18 :** L'Effet maximal (P- Δ).....103
- **Tableau IV.19 :** les périodes fondamentales obtenues pour les trois variantes.....104
- **Tableau IV.20 :** distribution sismique sens (x-x) ; (y-y).....105
- **Tableau IV.21 :** calcul de moment de reversement.....106
- **Tableau IV.22 :** moment de reversement sens longitudinale.....106
- **Tableau IV.23 :** moment de reversement sens transversale.....106

Chapitre V :

- **Tableau V .1 :** Ferrailage longitudinal des poutres longitudinales.....110
- **Tableau V .2 :** Ferrailage longitudinal des poutres longitudinales.....111
- **Tableau V .3 :** Calcul des armatures transversales et leur espacement.....112
- **Tableau V .4 :** Vérification de la flèche des poutres.....113
- **Tableau V .5 :** Ferrailage longitudinal des poteaux117
- **Tableau V .6 :** Vérification à L'ELS.....120
- **Tableau V .7:** Vérification au flambement.....121
- **Tableau V.8:** les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 1 (sens y-y).....128
- **Tableau V. 9 :** les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 1 (sens y-y).....128
- **Tableau V.10 :** les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 1 (sens x-x).....129
- **Tableau V.11:** les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 1 (sens x-x).....129
- **Tableau V.12:** résultat de ferrailage horizontal.....130

Chapitre VI :

- **Tableau VI.1 :** les efforts appliqués aux semelles.....134
- **Tableau VI.2 :** ferrailage de semelle isolé.....135
- **Tableau VI.3 :** Vérification de cisaillement.....136
- **Tableau VI.4 :** Vérification des cisaillements.....138
- **Tableau VI.5 :** les données SF2.....138
- **Tableau VI.6 :** ferrailage de SF2.....138
- **Tableau VI.7 :** Vérification du cisaillement.....138
- **Tableau VI. 8:** Vérification à l'ELS.....143

Liste des figures :

Chapitre I :

- Fig. I.1: Les composants du béton5
- Fig. I.2 : Eprouvettes : cylindriques (Diamètre 16 cm, hauteur 32 cm).....7
- Fig. I.3 Ecrasement d'éprouvettes de béton avec une presse hydraulique.....7
- Fig. I.4: Diagramme contrainte-déformation du béton en compression.....8
- Fig. 1.5 : Diagrammes déformations-contraintes du béton.....8
- Fig. I.6 : Les aciers utilisés en béton armé, a: Acier rond lisse, b: Acier à haute adhérence, c: Treillis soudés.....11
- Fig. I.7: Les formes des aciers pour le béton armé sur le marché : a. barres, b. fils en bobines, c. treillis soudés.....11
- Fig. I. 8: Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier12
- Figure I.9:diagramme des déformations limite de la section d'acier.....14

Chapitre II :

- Fig. II. 1 : plancher à corps creux17
- Fig. II. 2 : exemple de nervure 18
- Fig II. 3 : composants d'un plancher terrasse accessible.21
- Fig. II. 4 : composants d'un plancher courant.....22
- Fig. II. 5: Acrotère.....24
- Fig. II.6 : Dimensionnement de la poutee secondaire.....25
- Fig. II. 7 : Dimensionnement de la poutre principale25
- Fig. II. 8 : section de poutre (RPA).26
- Fig. II.9: flèche maximale.....26
- Fig. II.10 :schéma statique de flèche M max.....27
- Fig. II .11 : vue en plan du poteau d'angle.....30
- Fig. II .12 : vue en plan du poteau de rive.....30
- Fig. II .13 : vue en plan du poteau intermédiaire.....31
- Fig. II.14: section réduite du poteau.....33
- Fig. II.15 : Coffrage des poteaux.....33
- Fig. II .16 : vue en plan des poteaux.....34.
- Fig. II.17 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).....38
- Fig. II.18: Schéma statique du balcon.....39
- Fig. II.19: Schéma de l'escalier.....40

Chapitre III :

- Fig .III.1: l'acrotère.....42
- Fig. III .2: Section de B.A à l'ELU. Ferrailage.....43
- Fig. III .3 : schéma ferrailage d'acrotère.....46
- Fig. III .4 : balcon.....46
- Fig. III .5 : coupe transversale de balcon.....47
- Fig. III .6 : ferrailage de balcon.....49
- Fig. III.7 : Schématisation de la poutrelle avant coulage.....50

- Fig. III.8 : Choix de disposition des étaielements.....51
- Fig. III.9 : Vue - MY; Cas : 4 (1.35G+1.5Q).....58
- Fig. III.10 : Vue - MY; Cas : 5 (G+Q).....58
- Fig. III.11 : Vue - FZ; Cas : 4 (1.35G+1.5Q).....58
- Fig. III.12: Schéma de la section des poutrelles.....60
- Fig. III.13 : Section de BA en T_e61
- Fig. III.14 : Section de BA en T_e rectangulaire.....61
- Fig. III.15 : Ferrailage des poutrelles.....64
- Fig. III.16 : Ferrailage de la table de compression.....65
- Fig. III.17 : Représentation de lignes de rupture.....66
- Fig. III.18 : Ferrailage de dalle pleine.....69
- Fig. III.19 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen.....70
- Fig. III.20 : ferrailage dalle machine.....73
- Fig. III.21 : diagramme de moment ELU selon type 1.....74
- Fig. III.22 : diagramme de moment ELU selon type 2.....75
- Fig. III.23 : diagramme de moment ELU selon type 376
- Fig. III.24: diagramme de l'effort tranchant ELU78
- Fig. III.25 : Ferrailage d'escaliers.....80
- Fig. III.26 : Poutre brisé.....80
- Fig. III.27 : Dimensionnement de la poutre brisé.....81
- Fig. III. 28 : diagramme de moment81
- Fig. III. 29 : ferrailage de poutre brisé.....84

Chapitre IV:

- Fig. IV .1 : Limite des décrochements en plan.....86
- Fig. IV .2 : Limite des décrochements en élévation.....87
- Fig. IV.3: Configuration en plan et en élévation variante192
- Fig. IV.4 : Configuration en plan et en élévation variante 2.....97
- Fig. IV.5 : Configuration en plan et en élévation variante 3.....100
- Fig. IV.6 : Présentation de maieur variantes.....105

Chapitre V:

- Fig. V. 1 : ferrailage de poutre principale et secondaire.....114
- Fig. V. 2: la zone nodale dans les poteaux.....116
- Fig. V. 3: ferrailage des poteaux.....122
- Fig. V. 4 : Section partiellement comprimée.....126
- Fig.V.5 : Section entièrement tendue126
- Fig.V.6 : Section entièrement comprimée.....126
- Fig.V.7 : Ferrailage des voiles.....130

Chapitre VI :

- **Fig. VI.1** : Types de fondations superficielles.....132
- **Fig. VI.2** : ferrailage de semelle isolé.....136
- **Fig. VI.3** : ferrailage de semelles filantes 1 et 2.....139
- **Fig. VI.4** : ferrailage de coupe de longrine.....140
- **Fig. VI .5**: voile périphérique.....140
- **Fig.VI.6** : ferrailage de voile périphérique.....144

Liste des abréviations

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- q : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- σ_{ser} : Contrainte de compression du béton ELS.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle
- T : L'effort de traction.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- N_d : effort normale obtenue par logiciel robot
- ε : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- V : Effort tranchant
- FZ : Effort tranchant
- V_u : Effort tranchant ultime.
- T : Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur,
- e_p : Epaisseur,
- p : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- ρ : le poids volumique.
- α : élancement d'un panneau de dalle.
- ψ : Coefficients de scellement.
- η : Coefficients de fissuration.
- θ Coefficient d'application de charge.
- b : La largeur de la table de compression
- K : Les raideurs de la poutre et le poteau.
- i : Rayon de giration
- ε : Coefficient d'équivalence
- B : Section de béton du poteau.
- a : l'épaisseur de voile
- h_e : hauteur libre d'étage
- p_1 : poids du garde-corps
- g : giron
- Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres
- L_s : Longueur de scellement droit.
- A : coefficient d'accélération
- C_p : facteur de force horizontale
- W_p : poids de l'acrotère
- F_p : l'action de la force sismique applique sur l'acrotère
- T_{ex} : travail externe
- T_{int} : Travail interne
- S : Surface de répartition de la charge.
- θ : c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- h_0 : épaisseur de la dalle
- ν : Coefficient de Poisson

- μ_c : Périmètre du contour
- U: le périmètre de la surface Ω délimitée par la fibre
- Ω : L'aire de contour tracé à mi-épaisseur des parois.
- η : facteur de correction d'amortissement
- ξ : pourcentage d'amortissement critique
- E : charges sismiques.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- Q : facteur de qualité
- D : facteur d'amplification dynamique moyen
- h_N : c'est la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage
- X_i : l'abscisse du centre de torsion
- Y_i : l'abscisse du centre de torsion
- x_i : l'abscisse du centre de gravité de l'élément
- y_i : l'abscisse du centre de gravité de l'élément
- I_{xi} : moment d'inertie par rapport l'axe (ox)
- I_{yi} : moment d'inertie par rapport l'axe (oy)
- e_{xt} : excentricité théorique
- R : coefficient de comportement global de la structure
- $\tau_{sx} \tau_{sy}$: encrage des barres adhérence limite.
- S1: semelle isolé.
- SF1.2: semelle filante.
- p_1 : poussée de terre.
- NB : noté bien
- RDC: rez de chaussée
- SS: sous sol

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol considéré comme parking et d'un rez-de-chaussée plus (08) étages, implanté à la wilaya de Bordj Bourairidj. Cette ville est classée en zone sismicité IIa selon le RPA99 version 2003.

La résistance de la structure aux sollicitations horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement entièrement par noyau central en béton armé.

Le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (BAEL91, CBA.93 et RPA99 version 2003).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamiques a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (ROBOT2011) aussi que les dessins ce fait par AUTOCAD 2011.

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ROBOT2011, RPA99 V 2003, BAEL91 .

ملخص :

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية يتألف من طابق تحت الأرض عبارة عن موقف سيارات إضافة إلى طابق أرضي و 8 طوابق بولاية برج بوعرييج المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (IIa) حسب RPA99 version 2003 مقاومة البناية بكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة نواة مركزية (جدران مسلحة)

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها بالجزائر (BAEL91, CBA.93 et RPA99 version 2003).

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة العددية التي تعتمد أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج (ROBOT2011) إضافة إلى المخططات التي قمنا برسمها AUTOCAD 2011

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات

الكلمات المفتاحية : عمارة خرسانة مسلحة , ROBOT2011 , RPA99 V 2003 , BAEL91

Introduction:

Introduction générale:

Introduction générale :

Le domaine de la construction a accompagné l'homme durant très longtemps et a connu une grande évolution pendant les grandes civilisations, l'homme continue a construire suivant ses besoins, sous formes d'habitations, d'usine, entrepôts, aéroports, ponts, routes, tunnels, barrages et réservoirsetc

Les études dans ce domaine ont donnés des résultats importants; soit au niveau de la conception et l'étude de projet ou dans le domaine de la réalisation et l'exécution.

Beaucoup d'outils numériques on t'été développé pour résoudre certain problème de structure et qui ont fait gagner au concepteur; temps; effort; argent;et matériaux

Tant que, l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région a forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

L'intérêt que nous portons pour la structures mixte, nous incite à entreprendre notre travail ayant pour thème : "la conception et étude d'une structure mixte avec sous sol et proposer la meilleure position des voiles".

Dans notre projet concernant un bâtiment à usage d'habitation (R+8), dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques. L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de "BORDJ BOU ARRERIDJ", cette ville classé par le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (IIa), ce dernier nous oblige de le prendre en considération durant l'étude de structure .

Au début de la conception du projet, les caractéristiques géométrique de notre ouvrage seront déterminés Selon les plans d'architecture, suite d'un pré dimensionnement des éléments structuraux et des voiles de contreventement ou nous avons calculé les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère et balcon) et vérifier les résultats vis à vis de l'action de séisme et enfin l'étude proprement de la structure.

chapitre I:

Généralités et définitions

Chapitre I : généralités et définitions.

Introduction :

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

Dans le cas de notre étude nous allons présenter les caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux constituant la structure; béton et acier. Ces derniers seront la base de calcul d'ouvrage.

I.1 Présentation de l'ouvrage:

Notre projet de fin étude est consacré à la conception et l'étude d'un bâtiment R+8 (un bloc avec deux entrées principales) avec sous sol est à usage parking, tandis que le bâtiment est implanté à wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ, classée par le règlement parasismique algérienne R.P.A «version 2003" comme une zone de moyenne sismicité "zone IIa".

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont données ci-dessous :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

les caractéristiques géométriques	valeur (m)
Longueur totale (en prise au sol)	29,5
Longueur	23,1
Largeur total (en prise au sol)	17,1
Largeur	17,1
Hauteur total avec l'acrotère	34,9
Hauteur d'étage courant	3,4
Hauteur de R.D.C	3,4
Hauteur de sous sol	3,4
Hauteur cage d'escalier	3,06

Chapitre I : généralités et définitions.

I.3 Conception de la structure:

I.3-1 Ossature : C'est une ossature auto- stable réalisé en système de portique (poteaux-poutres).

I.3-2 Eléments non-structuraux: éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, acrotères, escaliers...etc.)

I.3-3 planchers: tous les plancher sont réalisés en corps creux et un dalle de compression type(20+5) cm, sauf plancher de hall en dalle pleine d'épaisseur (20)cm. Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouche) et une pente moyenne pour l'écoulement des eux pluviales.

I.3-4 Maçonnerie: Les murs extérieurs sont réalisés en double paroi en briques creuses de (15cm;10cm) séparées par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur. Les murs intérieurs sont constitue en simple cloison de 10cm d'épaisseur.

I.3-5 Revêtement:

- ❖ Enduit en plâtre pour les plafonds.
- ❖ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ❖ Revêtement a carrelage pour les planchers.
- ❖ Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.3-6 Isolation : L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse de planchers, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation assurée par le vide d'air entre les deux parois. A notre que l'isolation thermique est assurée par les couche de liège pour les planchers terrasse

I.3-7 Escaliers: Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à quatre volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant, les marches seront revêtues de carrelage.

I.3-8 Acrotère: L'acrotère est un élément en béton armé de 90cm d'auteur et de 10cm d'épaisseur qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse.

Chapitre I : généralités et définitions.

I.3-9 Les balcons: Ce sont des parties saillantes du bâtiment. Ils sont constitués de dalle pleine,

I.3-10 Cage d'ascenseur: L'ascenseur assurée le déplacement vertical des usagers avec rapidité et facilité. La cage est construite par des voiles en béton armé.

I.3-11 Infrastructure: C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant .L'encastrement de la structure au sol ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

I.4 les états limites : (CBA93)

I.4-1 définition: un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction(ou d'un ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées. On distingue deux(2) états limites:

- **Etat limite ultime (ELU):** le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.
 - ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
 - ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
 - ✓ Etat limite de stabilité de forme (flambement).
- **Etat limite de service (ELS):** les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. la durabilité de la structure est remise en cause.
 - ✓ Etat limite d'ouverture de fissures: risque d'ouverture de fissures.
 - ✓ Eta limite de compression de béton : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
 - ✓ Etat limite de déformation : flèches maximale.

I.5 caractéristique mécanique des matériaux:

I.5.1 le béton : est un mélange dans des proportions préétablies de granulats gros et fins (gravillons ou pierres concassées, sable), de ciment et d'eau et éventuellement des adjuvants (Fig. 1.1).Les adjuvants peuvent être employés dans le béton afin d'améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci.

Chapitre I : généralités et définitions.



Fig. I.1 : Les composants du béton.

On a vu au paragraphe 1.1 que le béton est un mélange de : (Tableau 1.1)

- ❖ **pâte pure** (ciment + eau + air);
- ❖ **granulats** (sables, gravillons et plus rarement pierres cassées);
- ❖ **produits** d'addition éventuels (adjuvants).

Tableau I.2 : Pourcentage en volume absolu des constituants du béton

constituants	eau	air	ciment	granulats
pourcentage en volume absolu	18 à 28	1 à 6	7 à 14	60 à 78

- ✓ La composition du béton a une grande influence sur ses caractéristiques, mais si les caractéristiques attendues sont la plus part du temps bien définies, la mise au point du béton approprié peut s'avérer plus délicate.
- ✓ Le béton est préparé soit sur le chantier, soit en centrale à béton.
- ✓ Le béton est caractérisé par :
- ✓ une bonne résistance en compression simple,
- ✓ une mauvaise résistance en traction,
- ✓ Masse volumique :
- ✓ La masse volumique béton à granulats courants (normal) $\rightarrow 2200 \div 2400 \text{ kg/m}^3$
 - ❖ La masse volumique béton à granulats légers $\rightarrow 700 \div 1500 \text{ kg/m}^3$
 - ❖ La masse volumique béton à granulats lourds $\rightarrow 3500 \div 4000 \text{ kg/m}^3$
 - ❖ La masse volumique du béton armé $\rightarrow 2500 \text{ kg/m}^3$
 - ❖ un coefficient de dilatation thermique identique à celui de l'acier de $10\text{-}5^\circ\text{C}$.

I.5.1-1 Les granulats : Les granulats est l'ensemble de grains minéraux appelés, fines, sables, gravillons ou cailloux, suivant leur dimension comprise entre **0** et **80mm** (voir Tableau 1.2). Pour les granulats utilisés en béton armé, on distingue :

Chapitre I : généralités et définitions.

- les granulats alluvionnaires dits roulés (forme acquise par l'érosion).
- les granulats de carrières aux formes angulaires (obtenus par abattage et concassage).

I.5.1-2 Eau de gâchage : L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton

Tableau I.3 : Catégories des granulats suivant la grosseur de grains

Appellation	Fines	Sable	Gravillons	Cailloux et pierres cassées
Catégories suivant La grosseur de grains en mm	< 0,080	Fins: 0,080 à 0,315 Moyens: 0,315 à 1,25 Gros: 1,25 à 5	Petits: 5 à 8 Moyens: 8 à 12,5 Gros: 12,5 à 20	Petits: 20 à 31,5 Moyens: 31,5 à 50 Gros: 50 à 80

I.5.1-3 Le ciment : Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire capable de faire prise dans l'eau. Il se présente sous l'aspect d'une poudre très fine qui, mélangée avec de l'eau, forme une pâte faisant prise et durcissant progressivement dans le temps. On distingue différents types de ciment et différentes classes de résistance.

✓ Le choix d'un ciment se fait suivant les critères suivants :

- Prestations élevées à court terme ex.: CEM I 52.5R ou CEM III/A 52.5R1

- Température de bétonnage :

- Temps froid : CEM I 52.5 ou CEM I 42.5
- Temps chaud : CEM III/C 32.5

- Présence de sulfates ex.: CPJ CEM II/B-S 42.5N-ES.

Tableau I.4 : les composants du béton.

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volumes	800L	400L	7 sacs	220L
Poids	1200	600	350	220

La densité de béton armé est prise égale à 25 KN/m³

A) Résistances des caractéristiques:

A .a Résistance caractéristique à la compression:

Elle est désignée par **fcj** (résistance à la compression à " j " jours). Dans le cas courant, pour l'établissement des projets, la résistance de référence est prise à **28j** dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Elle est notée **f_{c28}** et choisie en fonction des conditions de fabrication

Chapitre I : généralités et définitions.

du béton, de la classe du ciment utilisée et de son dosage au m³. Elle se mesure par compression axiale de cylindres de béton Ø16x32 cm.

La section **S** est de 200 cm² (Fig.1.2). La compression se fait par le biais d'une presse hydraulique (Fig. 1.3).

La résistance à la compression du béton est définie à (**j**) jours, à partir de la charge (**Fr**) conduisant à sa rupture :

$$f_{cj} \text{ (MPa)} = Fr / S$$

Exemple : $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

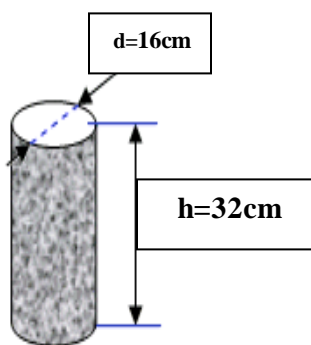


Fig. I.2 : Eprouvettes cylindriques (Diamètre 16 cm, hauteur 32 cm),

Fig. I.3 : Ecrasement d'éprouvettes de béton avec une presse hydraulique

L'essai de compression simple sur éprouvette 16x32 provoque des déformations

ε : Déformation relative longitudinale:

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} = \frac{h - h'}{h}$$

ε' : Déformation relative transversale:

$$\varepsilon' = \frac{\Delta d}{d} = \frac{d - d'}{d}$$

ν : coefficient de poisson:

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\varepsilon'}{\varepsilon}$$

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations

L'essai de compression du béton permet d'obtenir le diagramme expérimental «**contrainte déformation**» du béton ci-dessous (voir Fig. 1.4).

Chapitre I : généralités et définitions.

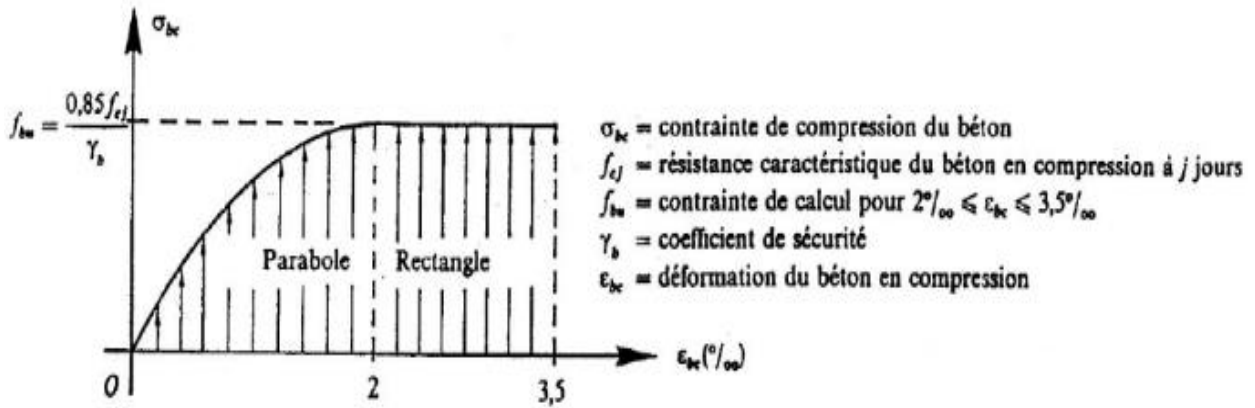


Fig. I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton en compression.

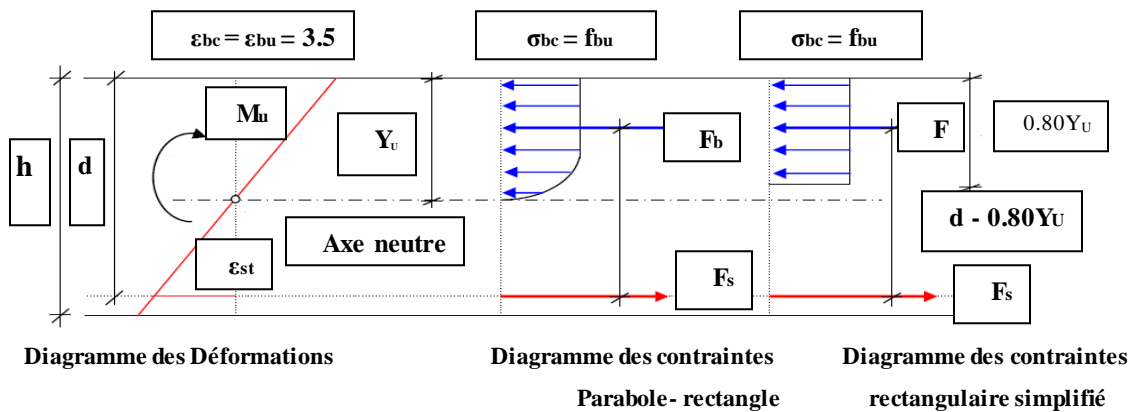


Fig. 1.5 : Diagrammes déformations-contraintes du béton

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs des résistances à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

Tableau I.5 : la résistance a j jours de béton

f_{cj}	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	f_{cj}	$40 \text{ MPa} < f_{c28} < 60 \text{ MPa}$
$j < 60$	$\frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$	$J \leq 28$	$\frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$
$j \geq 60$	$1.10 f_{c28}$	$28 < j < 60$	Béton à Haute Résistance, voir (B.A.E.L. A.2.1, 11)

.-La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28} = \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

Avec:

Chapitre I : généralités et définitions.

Tableau I.6: les paramètres de La contrainte ultime du béton

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que	Coefficient d'application de charge
$\gamma_b = 1.5$ Pour une situation durable	$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures
	$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures
$\gamma_b = 1.15$ Pour une situation accidentelle	$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure

-A P'ELS : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

La contrainte limite au cisaillement est:

La contrainte de cisaillement à L.E.L.U est déginé par: $\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d}$ (MPa)

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$

A.b Résistance caractéristique à la traction:

Elle est désignée par f_{tj} (résistance à la traction à " j " jours). Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation suivant:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

B) Déformation du béton : (CBA93)

B.a Déformation longitudinale: [A.2.1.2.1;P7].

On distingue:

- le module de déformation instantanée (durée d'application des charges < 24heures)

(symbole E_{ij}) : $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} = 32164.2$ (MPa)

- le module de déformation différée (longue durée d'application) (symbole E_{vj})

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} = 1.08 \times 10^4$$
 (MPa)

Chapitre I : généralités et définitions.

B.b Déformation transversale:

Le coefficient de Poisson est pris égal à:

- $\nu = 0,20$ pour la justification aux E.L.S. (section non fissurée)
- $\nu = 0$ dans le cas des E.L.U (section fissurée).

B.c Déformations différées

B. c. 1 Retrait: Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Son importance dépend d'un certain nombre de paramètres:

- l'humidité de l'air ambiant;
- les dimensions de la pièce ;
- la quantité d'armatures;
- la quantité d'eau;
- le dosage en ciment ;
- le temps.

A défaut de résultats expérimentaux le retrait final ε_r est donné par les valeurs forfaitaires suivantes :

En Algérie :

- ✓ 2×10^{-4} en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie
- ✓ 3×10^{-4} en climat tempéré sec Zone B
- ✓ 4×10^{-4} en climat chaud et sec Zones B', C, D1
- ✓ 5×10^{-4} en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3.

B. c. 2 Fluage: Le fluage correspond à une déformation croissante dans le temps sous contrainte constante. Il dépend d'un certains nombres de paramètres:

- l'épaisseur moyenne de la pièce;
- la contrainte appliquée ;
- le dosage en ciment ;
- la teneur en eau ;
- l'humidité;
- la température ;
- l'âge de mise en tension.

NB : pour améliorer la mise en place du béton, ses caractéristiques ou sa durabilité, on peut être amené à ajouter des adjuvants en faible quantité lors de la confection du béton.

On utilise plus spécialement :

- les accélérateurs et les retardateurs de prise

Chapitre I : généralités et définitions.

- les accélérateurs de durcissement
- les entraîneurs d'air et les plastifiants
- les hydrofuges de masse et les antigels.

I.5.2 l'acier:(art .A.6.1.2.5.3, P63, CBA93)

L'acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés dans le béton armé sont des aciers doux, mi-durs et durs. On utilise pour le béton armé, les ronds lisses (symbole Φ ou RL), les armatures à haute adhérence (symbole HA) et les treillis soudés (symbole TS)

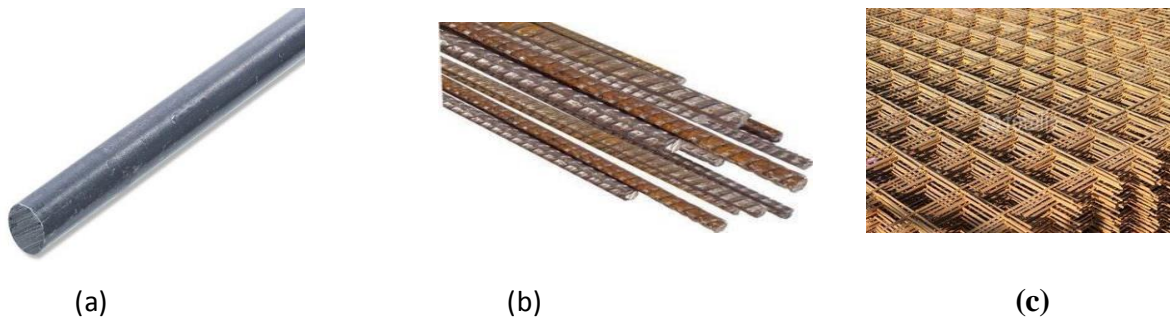


Fig. I.6 : Les aciers utilisés en béton armé, a: Acier rond lisse, b: Acier à haute adhérence, c: Treillis soudés

✓ On trouve les aciers pour le béton armé sous trois formes : barres, fils et treillis soudés (**Fig.I.7**).



Fig. I.7: Les formes des aciers pour le béton armé sur le marché : a. barres, b. fils en bobines, c. treillis soudés

- En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 m.
- Les diamètres normalisés d'armatures courantes sont : **6,8, 10, 12, 14, 16, 20, 25,32** et **40 mm**.
- Au diamètre nominal correspondent une section nominale et un périmètre nominal (section et périmètre d'un rond lisse de diamètre égal au diamètre nominal).

Chapitre I : généralités et définitions.

Tableau I.7: Tableau des sections d'acier.

Diamètres	Masse kg/m	Sections totale d'acier en cm ²									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,850	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,864	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

Exemple : La section totale de 6 HA12 est de 6.79 cm².

- Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e . Elle varie en fonction du type d'acier.
- Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à : $E_s = 200\ 000$ MPa.
- Le diagramme conventionnel déformations-contraintes pour la traction et la compression a l'allure présentée dans la figure Fig. 1.8, sachant que les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

❖ Cas de la traction

- Droite **OA** (domaine élastique)
- Proportionnalité déformations-contraintes

Cordonnées le point **A** :

$$\begin{cases} \epsilon_s = \frac{f_e}{E} \\ \sigma = f_e \end{cases}$$

Horizontale **AB** d'ordonnées $\sigma = f_e$ (domaine plastique)

- La position du point **B** correspond à un allongement de 10 %

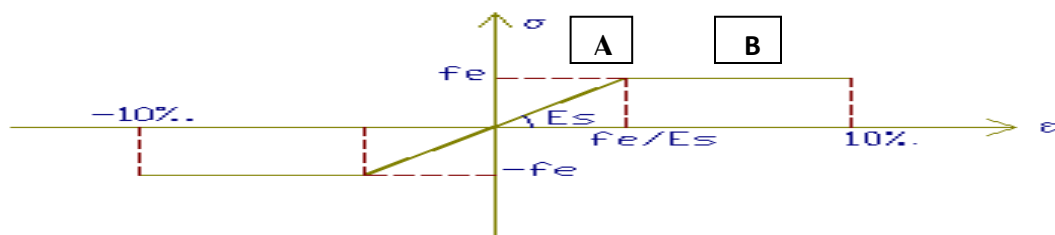


Fig. I. 8: Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier

Chapitre I : généralités et définitions.

Le module d'élasticité :

$$E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\text{On définit : } \gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{SDT} \\ 1 & \text{SA} \end{cases}$$

A) Etat limite de service ELS: L'article A.4.5.3 du CBA93

Tableau I.8 : les contraintes de l'acier (ELS)

$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$	500/1.15=435 MPa HA 235/1.15=204MPa RL	en FPP
$\bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e; 110\sqrt{\eta})$	333.33 MPa	en FP
$\bar{\sigma}_s = \min (1/2f_e; 90\sqrt{\eta})$	250 MPa	en FTP

B) Limite d'élasticité garantie: L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée f_e .

Tableau I.9 : les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité actuellement sur le marché

Type	Designations	Limite d'élasticité
Rounds lisses	FeE215 FeE235	215 235
Barres HA	FeE400 FeE500	400 500
Fils tréfilés HA et Treillis soudés HA	FeTE500 TSHA	500
Treillis soudés lisses	TSL	500

L'aptitude de l'armature à rester solidaire au béton.

Cette aptitude est caractérisée par les coefficients d'adhérence dits de fissuration et de scellement désignés respectivement par η et ψ .

- **Coefficients de fissuration :** $\eta = 1$ ronds lisses

$\eta = 1.6$ barres HA ou fils HA de diamètre supérieur ou égal à 6mm

$\eta = 1.3$ fils HA de diamètre inférieur à 6mm

- **Coefficients de scellement :** $\psi = 1$ ronds lisses

$\psi = 1.5$ barres HA ou de fils HA

- **Diagramme des déformations limites d'une section (Règles des trois Pivots):**

Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis sur la Fig. I. 9.

Chapitre I : généralités et définitions.

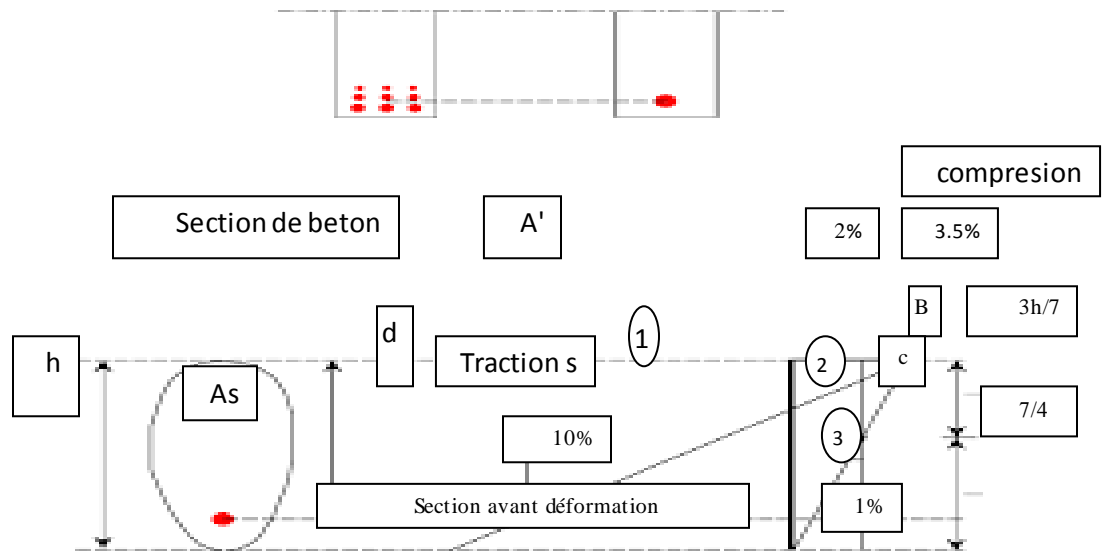


Figure 1.9:diagramme des déformations limite de la section d'acier

L'analyse de ce diagramme est comme suit :

✓ **Pivot A (Domaine 1):**

- Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$;
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

✓ **Pivot B (Domaine 2):**

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$;
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprimé).

✓ **Pivot C (Domaine 3):**

- Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ pour $y_u = (3/7) h$;
- Pièces soumises à la compression simple (Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation) ou à la flexion composée

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \\ 14.2 \text{ MPa} & \text{situation durable} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :} \end{cases}$$

Chapitre I : généralités et définitions.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

FeE400, $f_e = 400 \text{MPa}$: Pour les armatures longitudinales

FeE235, $f_e = 235 \text{MPa}$: Pour les armatures transversales

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{MPa} : \text{Fissuration préjudiciable pour les H.A.}$$

I.6 Hypothèses de calcul: (A.4, P55, B.A.E.L91)

I.6.1 Etat limite ultime de résistance:

- ✓ les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton (les déformations sont les mêmes pour les deux matériaux béton et acier);
- ✓ la résistance à la traction du béton est négligée;
- ✓ les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10 ‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5 ‰ en flexion et 2 ‰ en compression simple ;
- ✓ le diagramme déformations-contraintes du béton et de l'acier sont est définis au précédent
- ✓ on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.
- ✓ Le diagramme des déformations limites d'une section fait l'objet de la règle dite des «Trois pivots» A, B, C (voir figure 1.9).

I.6.2 Etat limite de service:

Les vérifications à effectuer portent sur :

- un état limite de compression du béton
- un état limite d'ouverture des fissures

*Les sections droites restent planes après déformation ;

*Pas de glissement relatif entre armatures et béton $\epsilon_b = \epsilon_s$;

* La résistance à la traction du béton tendu n'est pas prise en compte dans les calculs;

* Le béton et l'acier ont un comportement élastique linéaire ;

Par convention, le rapport **n** du module d'élasticité longitudinale de l'acier sur celui du béton ou « **coefficient d'équivalence** » a pour valeur **15** ($E_s / E_b = n = 15$).

Chapitre I : généralités et définitions.

L.7) Présentation des règlements :

Les règlements techniques utilisés en Algérie pour le code du béton armé sont:

- ❖ **CBA93:** Règlement de conception et de calcul de structure en béton armé. le CBA93 (D.T.R.-B.C-241) permet le dimensionnement des pièces aux états ultimes(E.L.U) et au service (E.L.S)
- ❖ **R.P.A:** règlement parasismique algériennes R.P.A.99 " Version 2003" (D.T.R.-B.C.2.48) permet de justifier des calculs vis-à-vis du séisme.
- ❖ **BAEL91:** (béton armé aux états limites) donnant des recommandations spéciales pour les pays algérien dans le domaine parasismique R.P.A
- ❖ **Le document technique réglementaire** (D.T.R-B.C.22) pour la détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Conclusion

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$f_{c28}=25\text{MPa}$$

$$f_{t28}=2.1\text{MPa}$$

$$E_{i28}=32164.2\text{MPa}$$

$$E_{v28}=10819\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}=\begin{cases} 18.48\text{MPa} & \text{situation accidentelle} \\ 14.2\text{MPa} & \text{situation durable} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u=\begin{cases} 3.33 \text{MPa} & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5\text{MPa} & \text{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable} \end{cases} :$$

$$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$$

FeE400, $f_e = 400\text{MPa}$: Pour les armatures longitudinales

FeE235, $f_e = 235\text{MPa}$: Pour les armatures transversales

$\bar{\sigma}_s = 202\text{MPa}$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

chapitre II:

Prédimensionnement

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

Introduction:

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la Structure. Ces dimensions sont choisies selon les règlements en vigueur **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être revus après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.1) Prédimensionnement des planchers :

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et Transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Dalle pleine.

II.1-1 Plancher à corps creux: les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps Creux utilisés comme coffrage perdus, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux Formules suivantes:

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad ;(L= 420\text{cm}) \text{ (longueur entre nus d'appui du grand panneau)}$$

$$h_t \geq \frac{L}{15} (M_t/M_0) \quad ;(M_t=0,75M_0) (M_0 : \text{moment isostatique maximum})$$

D'où:

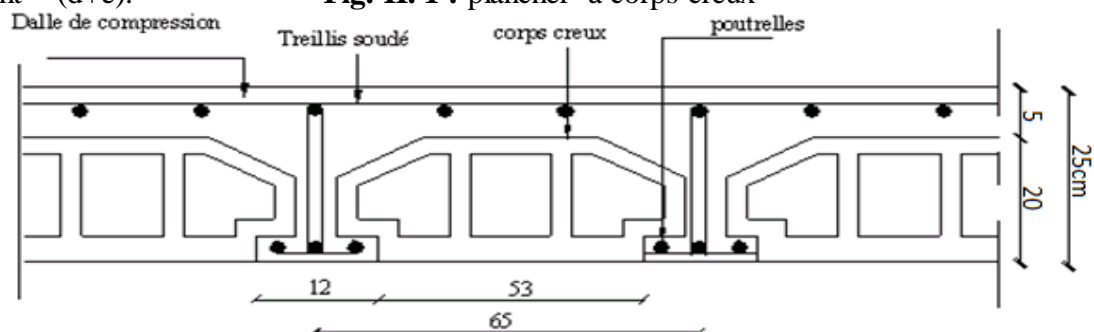
$$h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{420}{15} * 0,75 = 21 \text{ cm}$$

On choisit : $h_t = 25 \text{ cm}$ on adoptera donc un plancher à corps creux du type (20+5) telle que :

$h_t = (d+e)$.

Fig. II. 1 : plancher à corps creux



Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

$ht \geq 16 \text{ cm}$ D'où on a: $20 \text{ cm} > 16 \text{ cm}$ (C.V)

❖ Condition de la flèche

Si $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq L/500$

Si $L > 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq L/1000 + 0,05$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b=1 \text{ m}$.

Poids propre ; $G = 325 \text{ kg/ml}$

Surcharge d'exploitation ; $Q = 150 \text{ kg/ml}$

$q_{\text{ser}} = G + Q = 475 \text{ kg/ml}$

La flèche maximale est donnée par :

$$\Rightarrow f_{\text{max}} = 5 \cdot q \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I$$

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion, $I = bh^3/12$

E_{vj} : Module de YOUNG différée du béton armé : $E_{vj} = 11000 \sqrt[3]{f_c 28}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 500 \times 0.0475 \times 420^3}{384 \times 32164.2 \times 100}} = 4,4 \text{ cm}$$

$h = 25 \text{ cm} > 4,4 \text{ cm}$. **La condition de la flèche est vérifiée.**

A) Les nervures: la section transversale des nervures est assimilée à une section en "T" dont les caractéristiques géométriques sont les suivant:

La largeur de la table de compression est égale à $b = b_0 + 2b_1$;

Avec : $b_1 = \min (L_0/2, L/10) \Rightarrow b_1 = \min (55/2 = 27.5 ; 410/10 = 41)$ alors:

$b_1 = 27.5$ D'où $b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$

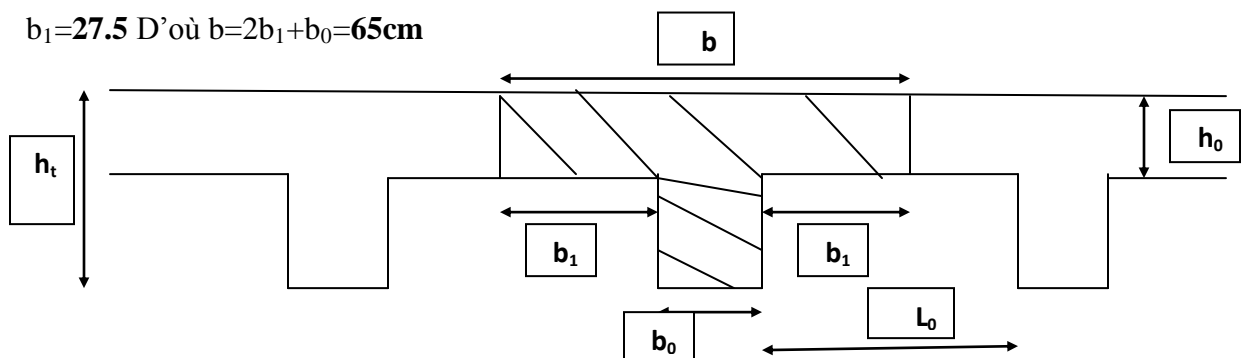


Fig. II. 2 : exemple de nervure

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

- **Tableau récapitulatif:**

Épaisseur de la dalle	5cm
Épaisseur de l'entervous	20cm
Entre axe des nervures	65cm
largeur b_0 des nervures	10cm
distance L_0 entre deux nervures	55cm

II.1.2 dalle pleine: sont des planchers en béton armé de 10 à 20cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre variaient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutre, voile ou murs maçonnerie) ou ponctuelle (poteaux). Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

a) Critère de résistance:

- dalle sur appuis simple ($\alpha=L_x/L_y > 0,4$) avec $e_p \geq L_x/20$.
- pour les dalle continues : ($\alpha=L_x/L_y \geq 0,4$) avec $(L_x / 50) \leq e_p \leq (L_x / 40)$.
- dalle continues : ($\alpha=L_x/L_y \leq 0,4$) avec $(L_x / 35) \leq e_p \leq (L_x / 30)$.

Où : e_p : épaisseur de la dalle. L : la plus grande portée mesurée entre nu.

$$\alpha = L_x/L_y \leq 1 \text{ (élancement d'un panneau de dalle)}.$$

Pour notre projet on a :

-dalle pleine sur hall: $\alpha=L_x/L_y = 3,5/5,6 = 0,62 > 0,4$ alors $e_p \geq 3.5/20 = 0,17$ m

On prend $e_p=20$ cm.

b) Sécurité contre l'incendie :

$e_p = 7$ cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$e_p = 11$ cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

c)condition d'isolation phonique: selon les règles "CBA93" l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm. Donc on prend $e_p=20$ cm

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

d) condition de sécurité:

$$e_p \geq e_{p_{\min}}; \text{ d'après RPA99" version 2003" } e_{p_{\min}} = 5 \text{ cm cv}$$

e) L'isolation thermique :

Ce critère est assuré par le mur rideaux qui a un double fonctionnement:

1- Sécurité au feu : il s'agit de la réaction et résistance au feu provenant soit d'un feu Intérieur soit d'un feu extérieur voisin, dictées par la réglementation incendie. Sur le plan de la résistance au feu des façades comportant des baies, la réglementation incendie impose d'appliquer une distance minimale en fonction des matériaux utilisés.

2- la protection thermique

a/ confort thermique d'hiver : c'est l'isolation thermique qui a pour rôle de limiter les déperditions calorifiques à travers le mur, de l'intérieur chauffé vers l'extérieur froid c'est la résistance thermique de la paroi qui caractérise l'importance du flux de chaleur à travers le mur. En d'autres termes, si on augmente la résistance thermique d'une paroi, on abaisse alors le flux de chaleur la traversant ;

b/ confort thermique d'été : il s'agit d'assurer une protection des locaux contre les apports calorifiques de l'extérieur dus à l'ensoleillement. Cette protection est obtenue par parois forte inertie thermique et/ou par la mise en œuvre des protections solaires ; L'air au repos est l'élément qui a la meilleure résistance thermique. Ainsi, les matériaux isolants présentent une forte proportion de vides (contenant de l'air isolant) et, en conséquence, sont plutôt légers et poreux.

Conclusion

Pour la dalle pleine, on adoptera : $e_p = 20 \text{ cm}$.

f) Condition de la flèche:

$$\text{Si } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq L/500.$$

$$\text{Si } L > 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq L/1000 + 0,05$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b=1 \text{ m}$.

$$\text{Poids propre ; } G = 25 * 0,2 + 0,5 = 5,50 \text{ KN/ml} = 550 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Tel que } G_{(sol)} = 0,5$$

$$\text{Surcharge d'exploitation ; } Q = 150 \text{ kg/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 700 \text{ kg/ml}$$

$$\text{La flèche maximale est donnée par : } \Rightarrow f_{\max} = 5 \cdot q \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I$$

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion, $I = bh^3/12$

E_{vj} : Module de YOUNG dérivée du béton armé : $E_{vj} = 11000 \sqrt[3]{f_c 28}$

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 500 \times 0.07 \times 560}{384 \times 32164.2 \times 100}}^3 = 6,68 \text{ cm.}$$

$h = 20 \text{ cm} > 6.68 \text{ cm}$.La condition de la flèche est vérifiée

II.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

II.2.1. Plancher terrasse (Charges permanentes)

Tableau II.1: Charge permanente du plancher terrasse accessible

No	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ²)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
5	Papier kraft	-	-	0,05
6	Forme de pente	0,10	22	2,20
7	Film polyane	-	-	0,01
8	Liège (isolant)	0,04	4	0,16
9	Pare vapeur	0,01	6	0,06
10	Plancher (20+5)	0,20+0,05	-	3,20
11	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
charge permanente G				= 7,38
Charge d'exploitation Q				1.5

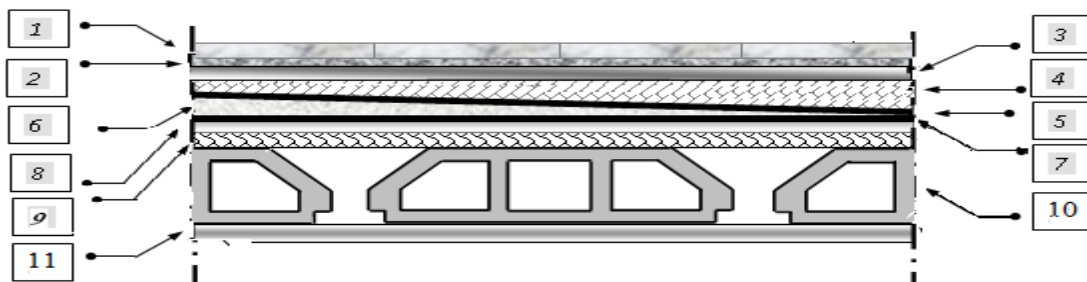


Fig. II. 3 : composants d'un plancher terrasse accessible.

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

II.2.2. Plancher courant (Charges permanentes)

Tableau II-2 : Charge permanente du plancher courant

<i>N</i>	<i>Composante</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
1	Carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,4
3	Lit de sable	0,03	18,00	0,54
4	Plancher (20+5)	0,20+0,05	-	3,20
5	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
6	Cloison légères	0,10	-	1,62
Charge Permanente G				=6,40
Charge d'exploitation Q				1,5

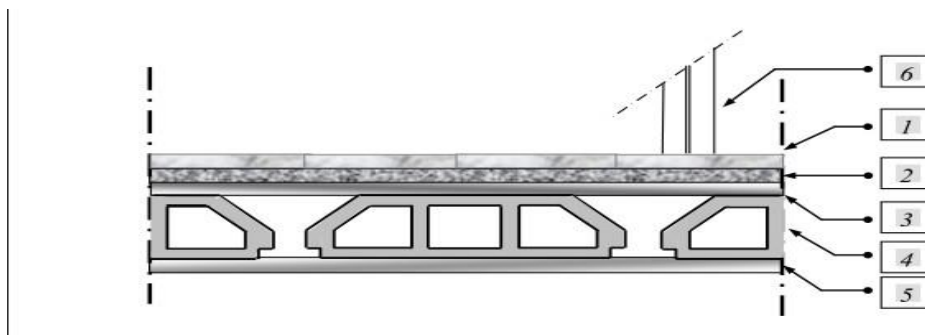


Fig. II. 4 : composants d'un plancher courant

II.2.3. dalle pleine: (Charges permanentes)

Tableau II. 3 : Charge permanente du plancher terrasse accessible (dalle pleine)

<i>N</i>	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m²)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
5	Papier kraft	-	-	0,05
6	Forme de pente	0,10	22	2,20
7	Film polyane	-	-	0,01
8	Liège (isolant)	0,04	4	0,16

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

9	Pare vapeur	0,01	6	0,06
10	Dalle pleine	0,20	25	5
11	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge Permanente G				9,28
charge d'exploitation Q				1,5

Charges permanentes

Tableau II. 4 : Charge permanente du plancher courant (dalle pleine)

<i>N</i>	<i>Composante</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
1	Carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,4
3	Lit de sable	0,03	18,00	0,54
4	dalle pleine	0,20	25	5
5	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
6	Cloison légères	0,10	-	1,62
Charge Permanente G				=8,2
Charge d'exploitation Q				1,5

II.2.4. Maçonnerie:

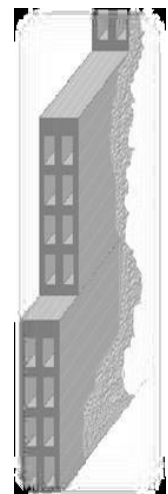
Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II. 5 : charge permanente du mur simple cloison

exemple :

Cloison simple

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge Permanente G				1,62



Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

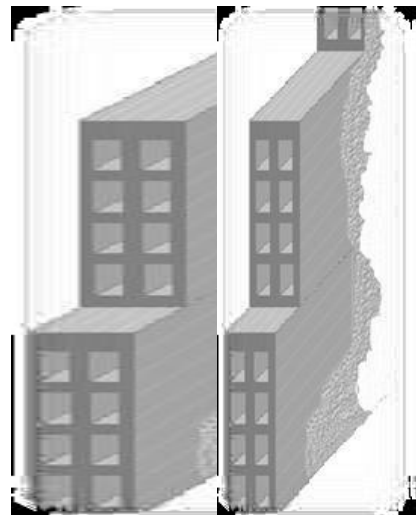
Murs extérieurs:

Tableau II. 6 : charge permanente des murs extérieurs

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,15	13	1,95
3	l'âme d'air	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	9	0,9
5	enduit plâtre	0,02	10	0,2
Charge Permanente G				3,41

Exemple :

Mur ext : double paroi



Avec 30% d'ouverture : $3,41 \times 0,7 = 2,387 \text{ KN/m}^2$

II.2.5. Acrotère

➤ Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :

$$G = \rho \times S$$

* S : la surface transversale totale de l'acrotère

* ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = 0,10 \times 0,90 + 0,07 \times 0,12 + 0,12 \times 0,03/2 = 0,1002 \text{ m}^2$$

D'où :

➤ Le poids des éléments en béton armé:

$$G = 25 \times 0,1002 = 2,505 \text{ kN/ml}$$

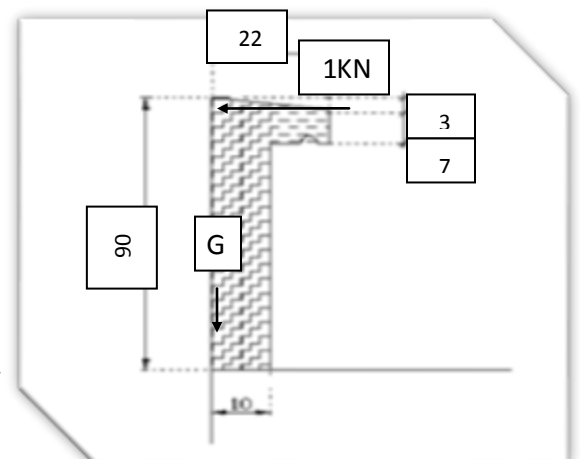


Fig. II. 5: Acrotère

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

II.3) Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

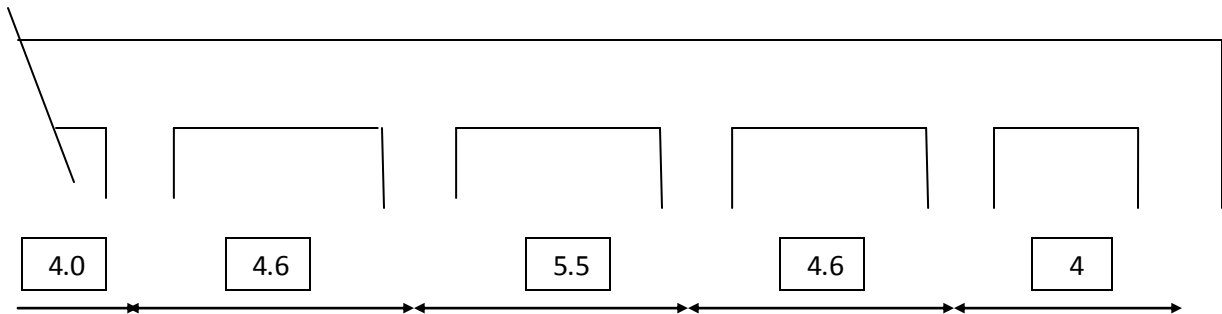


Fig. II.6 : Dimensionnement de la poutre secondaire

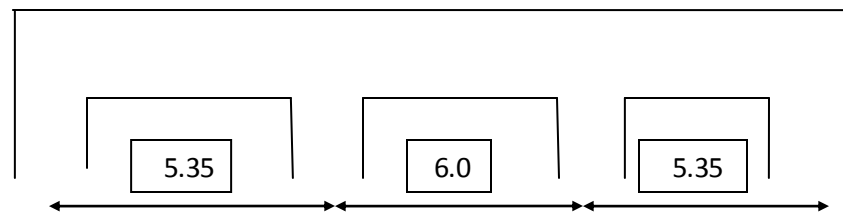


Fig. II. 7 : Dimensionnement de la poutre principale

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

A. Selon les règles C.B.A 93 : la section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ (1)
- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$ (2)

Avec :

- L : portée de la poutre
- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre

B. Selon le « RPA 99(ver .03) » :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$

Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

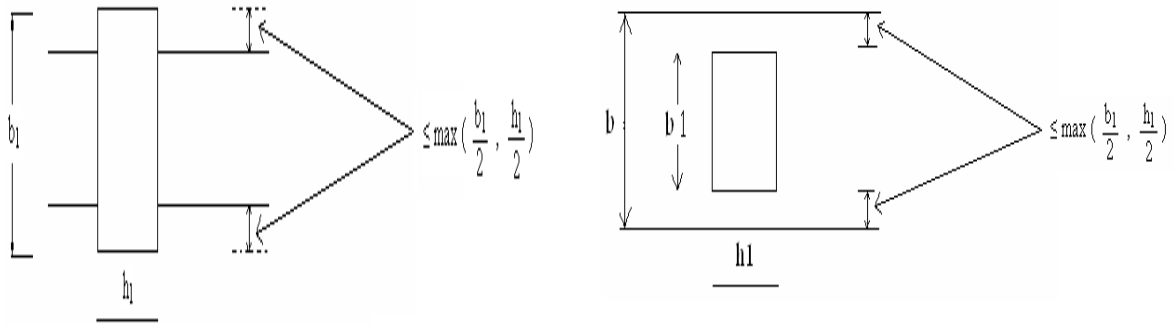


Fig. II. 8 : section de poutre (RPA).

C. Vérification de la rigidité

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit

Par :

Si $L \leq 5\text{m} \Rightarrow f \leq .L/500$.

Si $L > 5\text{m} \Rightarrow f \leq L/1000 + 0,05$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie la flèche

Maximale est donnée par :

$$\Rightarrow f_{\max} = 5 \cdot q \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I \quad \dots \quad (\text{Flèche maximale de la poutre})$$

Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la section de la poutre.

b : la largeur de la section de la poutre

f_{\max} : La flèche maximum de la poutre

q : la charge uniformément répartie déterminée à l'E.L.S ($q = G+Q$).

G : charge permanente reprise par la poutre ainsi que son poids propre

Q : charge d'exploitation supportée par la poutre

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion, $I = bh^3/12$

E_{ij} : Module de YOUNG différée du béton armé : ${}_8 E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

Calcul de la hauteur h et de largeur b:

Pour la **poutre principale**: $L_{\max} = 560\text{cm} \quad \frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 37.33 \leq h \leq 56$

On prend **h= 50cm**.

$0,3 \cdot (50) \leq b \leq 0,7 \cdot (50) \quad ; \quad 15 \leq b \leq 35$

On prend **b =30cm**

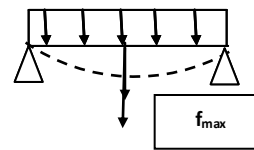


Fig. II.9: flèche maximale

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

- **Vérification R.P.A99 V"2003"**

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

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

$\frac{h}{b} = 1.66 \leq 4$ condition vérifiée

Pour la **poutre secondaire**: $L_{\max} = 510\text{cm}$ $\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \iff 34 \leq h \leq 51$

On prend **h= 45cm**.

$0,3(45) \leq b \leq 0,7*(45)$; $13.5 \leq b \leq 31,5$

On prend **b =30cm**

- **Vérification R.P.A99 V"2003"**

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

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

$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$ condition vérifiée

Poutre brisée:

$L=380\text{ cm}$ $\implies 25,33 \leq h \leq 38$ on prend $h =30\text{cm}$ et $b= 30\text{cm}$

- **Verification R.P.A99 V"2003"**

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

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

$\frac{h}{b} = 1 \leq 4$ condition vérifiée

- **Vérification de la flèche**

Poutres secondaires:

$$G_{\text{poutre pr}} = 0,45 \times 0,3 \times 25 = 3,375 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{dalle balcon}} = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{plancher nervure}} = 6,4 \times 2,47 = 15,8 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{mur}} = 3,41 \times 1 = 3,41 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{dalle balcon}} = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ KN/ml}$$

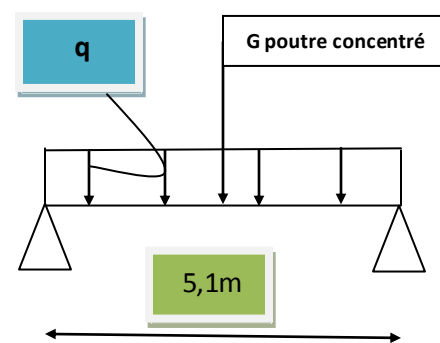
$$Q_{\text{plancher courant}} = 1,5 \times 2,47 = 3,7 \text{ KN/ml}$$

Fig. II.10 : schéma statique de flèche M max

Tel que $q = G_{\text{poutre pr}} + G_{\text{dalle balcon}} + G_{\text{plancher nervuré}} + G_{\text{mur}} + Q_{\text{dalle balcon}} + Q_{\text{plancher courant}}$

$$\iff q = 3,375 + 3,75 + 15,8 + 3,41 + 3,5 + 3,7 = 33,53 \text{ KN/ml}$$

- $G_{\text{poutre concentré}} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2,47 = 7,41 \text{ KN/ml}$



Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,3 \times 0,45^3}{12} \Rightarrow I = 2,25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$E_{vj} = 11000 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_{vj} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{510}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 10,1 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot I \cdot E_{vj}} + \frac{Gpc \cdot l^3}{48 \cdot I \cdot E_{vj}}$$

$$f_{\max}^1 = \frac{5 \cdot 33,53 \cdot 5,1^4}{384 \cdot 0,00227 \cdot 32164,2} = 4,04 \text{ mm}$$

$$f_{\max}^2 = \frac{7,41 \times 5,1^3}{48 \times 0,0016 \times 32164,2} = 0,39 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 4,43 \text{ mm} < \bar{f} = 10,1 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition de la flèche est vérifiée}$$

II.4) pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Les poteaux ont pour rôle de :

- ❖ Constituer les éléments porteurs du système plancher-poutres et plancher-voile par point d'appuis isolés ;
- ❖ Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux)
- ❖ Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutre (Reprendre les efforts horizontaux) :
 - effet du vent ;
 - effet de la dissymétrie des charges ;
 - effet des changements de température et effet d'effet de séisme.
- ❖ Servir de chaînages verticaux ;
- ❖ Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux) ;

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :

- à un effort de compression ;
- à un moment de flexion.

a) Principe : les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple. Dans notre cas, nous considérons, un poteau intermédiaire, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

b) Etapes de pré dimensionnement :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau ;
- ✓ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau ;
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « RPA99 version 2003 ».

✓ Vérification de la rotule plastique

La section minimale du poteau une valeur qui nous évite la rotule plastique

Définition : Zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,) subissant des déformations irréversibles et capable de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées .Au delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

Les raideurs de la poutre et le poteau sont donne par :

$$K_{\text{poutre}} = I / L = bh^3 / (12L) = \frac{0.3 \times 0.5^3}{12 \times 5.6} = 5,58 * 10^{-4} \quad (1)$$

$$K_{\text{Poteau}} = I / H = bh^3 / (12H) = bh^3 / (12 * 3.4) \quad (2)$$

Pour éviter la rotule plastique il faut :

$$K_{\text{poteau}} \geq 1,5 K_{\text{poutre}}$$

$$bh^3 / 12 * 3.4 \geq 1.5 * 5,58 * 10^{-4} \quad bh^3 \geq 0.035 \text{ m}^4$$

On propose pour ce type de poteau une section carre telle que $h=b$.

$$h^4 \geq 0.035 \text{ m}^4$$

$$h^4 = 0.45 \text{ m} = 0.45 \text{ cm}$$

On prend $b=45 \text{ cm}$ et $h=45 \text{ cm}$.

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « D.T.R B.C.2.2. »}$$

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

Tableau II.7 : Charges d'exploitation

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
8	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1,5
7	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	3
6	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	4,35
5	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,55
4	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,6
3	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,5
2	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	8,25
1	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,99
R.D.C	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9,78
SOUS-SOL	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	11,54

Charges permanentes

Pour les charges permanentes, on les calcule comme suit:

✓ Poteau d'angle:

$$G_{\text{de plancher.terasse}} = g.s = 7,38 \times 1,775 \times 2,45 = 32,09 \text{ kN}$$

$$= 32,09 + 2,505 = 34,6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = \rho.v = 25[(0,3 \times 0,5) \cdot 2,45 + (0,3 \times 0,45) \cdot 1,775]$$

$$= 15,17 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = \rho.v = 25 \cdot (0,45 \times 0,45) \times 3,4 = 17,21 \text{ KN}$$

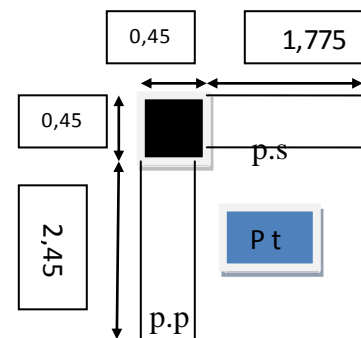


Fig. II .11 : vue en plan du poteau d'angle

✓ Poteau de rive:

$$G_{\text{de plancher.terasse}} = g.s = 7,38 \times [(1,775 \times 2,775) + (2,45 \times 1,775)]$$

$$= 68,44 + 2,505 = 70,94 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre}} = \rho.v = 25[(0,3 \times 0,5) \cdot 2,45 + (0,3 \times 0,5) \cdot 2,775 +$$

$$+ (0,3 \times 0,45) \cdot 1,775] = 25,58 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = \rho.v = 25 \cdot (0,45 \times 0,45) \times 3,4 = 17,21 \text{ KN}$$

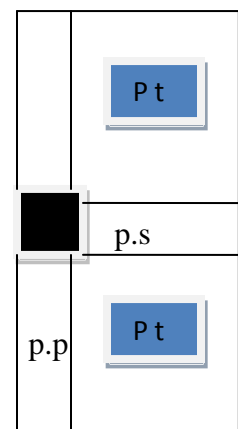


Fig. II .12 : vue en plan du poteau de rive

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

✓ poteau intermédiaire:

$G_{\text{de plancher.terasse}} = g.S$

$$= 7,38 \times [(2,075 \times 2,45) + (2,53 \times 2,45) + (2,775 \times 2,075)]$$

$$+ 9,43(2,53 \times 2,775) = 191,96 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre}} = p.v = 25[(0,3 \times 0,5).2,45 + (0,3 \times 0,5).2,775 + (0,3 \times 0,45).2,075] + (0,3 \times 0,45).2,53]$$

$$G_{\text{poutre}} = 35,13 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = p.v = 25.(0,45 \times 0,45) \times 3,4 = 17,21 \text{ KN}$$

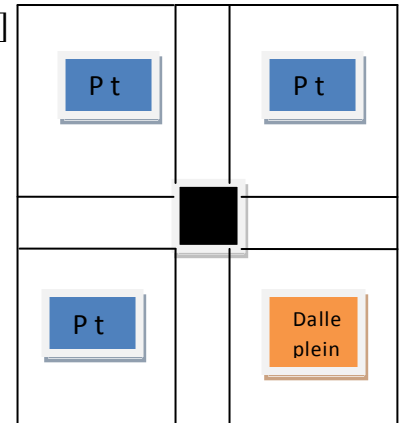


Fig. II .13 : vue en plan du poteau intermédiaire

Tableau II.8 : Poteau d'angle

Poteau d'angle	Étage	G plancher	G poutres	G poteau	G	G cum
	8	34,6	15,17	17,21	66,98	66,98
	7	42,5	15,17	17,21	75,41	142,39
	6	42,5	15,17	17,21	75,41	217,8
	5	42,5	15,17	17,21	75,41	293,21
	4	42,5	15,17	21,26	75,41	368,62
	3	42,5	15,17	17,21	75,41	444,03
	2	42,5	15,17	17,21	75,41	519,44
	1	42,5	15,17	17,21	75,41	594,85
	R.D.C	42,5	15,17	17,21	75,41	670,26
S.SOL	42,5	15,17	17,21	75,41	745,67	

Tableau II.9 : Poteau de rive

Poteau de rive	Étage	G plancher	G poutres	G poteau	G	G cum
	8	70,94	25,58	17,21	113,73	113,73
	7	77,62	25,58	17,21	120,41	234,14
	6	77,62	25,58	17,21	120,41	354,55
	5	77,62	25,58	17,21	120,41	474,96

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

	4	77,62	25,58	17,21	120,41	595,37
	3	77,62	25,58	17,21	120,41	715,78
	2	77,62	25,58	17,21	120,41	836,19
	1	77,62	25,58	17,21	120,41	956,6
	R.D.C	77,62	25,58	17,21	120,41	1077,01
	S.SOL	77,62	25,58	17,21	120,41	1197,42

Tableau II.10 : Poteau intermédiaire

	Etage	G plancher	G poutres	G poteau	G	G cum
Poteau intermédiaires	8	191,96	35,13	17,21	244.3	244.3
	7	191,96	35,13	17,21	244.3	488.6
	6	191,96	35,13	17,21	244.3	732.9
	5	191,96	35,13	17,21	244.3	977.2
	4	191,96	35,13	17,21	244.3	1221.5
	3	191,96	35,13	17,21	244.3	1465.8
	2	191,96	35,13	17,21	244.3	1710.1
	1	191,96	35,13	17,21	244.3	1954.4
	R.D.C	191,96	35,13	17,21	244.3	2198.7
	S.SOL	191,96	35,13	17,21	244.3	2443

II.4.1 Dimensionnement des poteaux : le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression)

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$)

λ : Elancement d'EULE : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $I = \frac{h \cdot b^3}{12}$

B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

- * γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- * γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- * f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400MPa$).
- * f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).
- * A_s : Section d'acier comprimée dans le poteau prise égale à 0.8% de la section réel du poteau ($A_s= B. 0.8\%$).
- * Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle $1cm$ d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br= (a-0,02) (b-0,02)$) [m^2].

Selon le « **BAEL 91** » :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0,8\%$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70$$

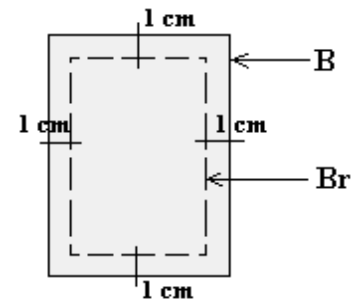


Fig. II.14: section réduite du poteau

Les valeurs de α sont à diviser 1.10 si plus de la moitié des charges est applique avant 90j

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$.On tire de l'équation

$$(1) \text{ la valeur de } Br. : Br \geq \frac{N_u}{\frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \cdot \gamma_s}} = 0,066 \cdot N_u$$

e. Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

Pour une zone sismique IIa. On doit calcul le minimum

Min (b_1, h_1) ≥ 25 cm en zones I et IIa

- Min (b_1, h_1) $\geq h_e/20$

- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Avec:

($a ; b$) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

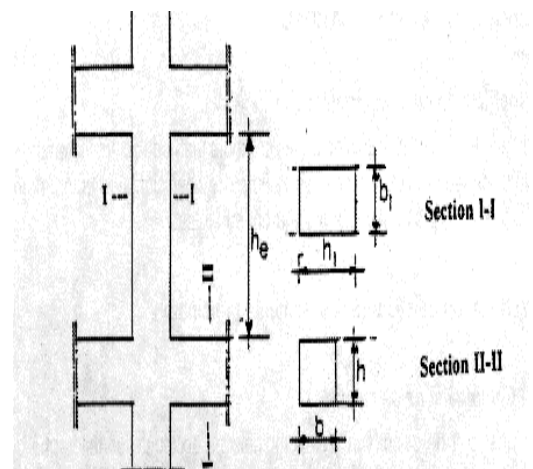


Fig. II.15 : Coffrage des poteaux

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

f. Vérification à l'ELS:

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq f_{c28} \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s = 1\%B$).

ε : Coefficient d'équivalence $\varepsilon = \frac{E_s}{E_b} = 15$

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS. En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau II.11 : Le poteau le plus sollicité

Poteau	Surface totale (m ²)
Poteau d'angle	(1,775 × 2,45) = 4,34
Poteau de rive	(5,445 × 1,775) = 9,66
Poteau intermédiaire	(4,82 × 5,44) = 26,22

A- Dimensionnement du type de poteau : selon RPA 1993 version 2003 la section minimal au dernier étage pour la zone IIa est 25x25. On commence notre étude par une valeur estimative de 45x45

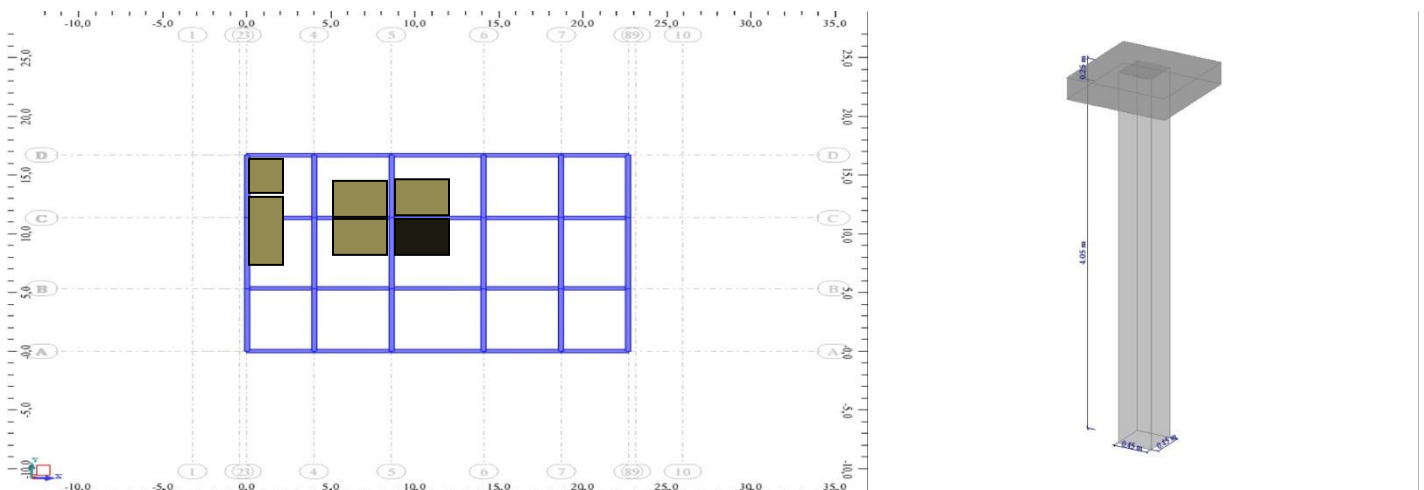


Fig. II .16 : vue en plan des poteaux.

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

II.4.2. Calcul de la longueur de flambement L_f : le règlement CBA93 définit la

longueur de flambement L_f comme suit :

- $0.7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation ;

Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le

Sens considéré et le traversant de part en part ;

- L_0 : dans les autres cas.

- Dans ce projet on a : Pour les étages courants, le RDC et sous-sol on a $L_f = 0.7L_0$

II.4.3. Calcul de l'effort N_u : tq $N_u = 1.35 N_G + N_Q$

Tableau II.12 : Calcul de l'effort N_u

Poteau d'angle											
N^0	$h \times b$ (cm ²)	B cm ²	Br (cm ²)	L (m)	L_f (m)	i	λ	α	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)
8	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	90,42	9,77	100,19
7	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	192,22	19,53	211,75
6	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	294,02	28,32	322,34
5	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	395,82	36,13	431,95
4	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	479,62	42,97	522,59
3	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	599,42	48,83	648,25
2	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	701,22	53,71	754,93
1	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	803,02	58,52	861,54
R.D.C	55x55	3025	2809	3,4	2,38	0,15	15,8	0,81	904,82	63,67	968,49
SSOL	55x55	3025	2809	3,4	2,38	0,15	15,8	0,81	1006,62	75,13	1081,75
Poteau de rive											
N^0	$h \times b$ (cm ²)	B cm ²	Br (cm ²)	L (m)	L_f (m)	i	λ	α	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)
8	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	153,53	21,74	175,27
7	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	316,08	43,47	359,55
6	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	478,63	63,03	541,66

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

5	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	641,19	80,42	721,61
4	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	803,74	95,63	899,37
3	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	966,29	108,68	1074,97
2	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	1128,84	119,54	1248,38
1	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	1291,40	130,27	1421,67
R.D.C	55x55	3025	2809	3,4	2,38	0,15	15,8	0,81	1453,95	141,71	1595,66
S SOL	55x55	3025	2809	3,4	2,38	0,15	15,8	0,81	1616,50	167,21	1783,71
Poteau intermediaries											
<i>N</i>	<i>hxb</i> (cm2)	<i>B</i> cm2	<i>Br</i> (cm2)	<i>L</i> (m)	<i>Lf</i> (m)	<i>i</i>	κ	α	<i>NG</i> (kN)	<i>N_g</i> (kN)	<i>N_u</i> (kN)
8	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	329,8	59,00	388,8
7	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	659,6	117,99	777,59
6	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	989,41	171,09	1160,5
5	45x45	3025	2809	3,4	2,38	0,13	18,3	0,8	1319,21	218,28	1537,49
4	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	1649,02	259,58	1908,6
3	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	1978,82	294,98	2273,8
2	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	2308,63	324,47	2633,1
1	50x50	2500	2304	3,4	2,38	0,14	17	0,77	2638,43	353,58	2992,01
R.D.C	55x55	3025	2809	3,4	2,38	0,15	15,8	0,81	2968,24	384,65	3352,89
S SOL	55x55	3025	2809	3,4	2,38	0,15	15,8	0,81	3298,04	453,87	3751,91

Tableau II .13 : Calcul de \bar{N}_u

étage	Poteau d'angle			Poteau de rive			Poteau intermediaries		
	$1,1N_u$	$\bar{N}_u(KN)$	$1,1N_u \leq \bar{N}_u$	$1,1N_u$ (KN)	$\bar{N}_u(KN)$	$1,1N_u \leq \bar{N}_u$	$1,1N_u$ (KN)	$\bar{N}_u(KN)$	$1,1N_u \leq \bar{N}_u$
8	110,2	2871,04	cv	192,80	2871,04	cv	427,7	2871,04	cv
7	232,9	2871,04	cv	395,51	2871,04	cv	855,3	2871,04	cv
6	354,6	2871,04	cv	595,83	2871,04	cv	1276,6	2871,04	cv
5	475,2	2871,04	cv	793,77	2871,04	cv	1691,2	2871,04	cv

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

4	574,9	3343,38	cv	989,31	3343,38	cv	2099,5	3343,38	cv
3	713,08	3343,38	cv	1182,47	3343,38	cv	2501,2	3343,38	cv
2	830,4	3343,38	cv	1373,22	3343,38	cv	2896,4	3343,38	cv
1	947,7	3343,38	cv	1563,84	3343,38	cv	3291,2	3343,38	cv
RDC	1065,3	4450,23	cv	1755,23	4450,23	cv	3688,2	4450,23	cv
SSOL	1189,9	4450,23	cv	1962,08	4450,23	cv	4127,1	4450,23	cv

II.4.4. Vérification selon le RPA99 version 2003 : d'après le règlement, les clauses suivantes mentionnées dans le tableau doivent être vérifiées:

Tableau II .14 : Vérifications de section des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	vérification
$\text{Min} (b1, h1) \geq 30 \text{ cm}$	$\text{Min} (b1, h1) = 45\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$	cv
$\text{Min} (b1, h1) \geq h_e / 20$	<p>étage 8-5: $\text{Min} (b1, h1) = 45\text{cm} \geq (h_e/20)$ $= (4.3-0,65)/20 = 18,25\text{cm}$</p> <p>étage 4-1: $\text{Min} (b1, h1) = 50\text{cm} \geq (h_e/20)$ $= (4.3-0,65)/20 = 18,25\text{cm}$</p> <p>RDC-S.SOL: $\text{Min} (b1, h1) = 55\text{cm} \geq (h_e/20)$ $= (5,00-0,65)/20 = 18,25\text{cm}$</p>	cv
$0,25 \leq (b1/h1) \leq 4$	$0,25 \leq (b1/h1) = 1 \leq 4$	cv
toutes les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA 99 version 2003		

Remarque : la transmission des moments dans les nœuds s'effectue théoriquement en fonction des inerties des barres concourant au nœud ou plus exactement des raideurs des barres.

$$K_{\text{poteau}} = bh^3/12h_e \quad ; \quad K_{\text{poutres}} = bh^3/12L \quad K_{\text{poteau}} > 1.5 K_{\text{poutre}}$$

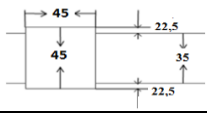
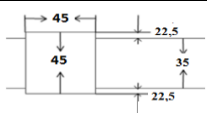
Tableau II .15: Les raideurs des barres

les raideurs	Conclusion
K poutre principale : $k = 0,3 * 0,5 / 12 * 5,55 = 5,63 * 10^{-4}$	Les valeurs des raideurs sont plus ou moins approchées, ce ci permet une bonne transmission des moments
K poutre secondaire: $K = 0,3 * 0,45 / 12 * 5,05 = 4,51 * 10^{-4}$	
K poteau $k = 0,45^4 / 12 * 3.4 = 1,005 * 10^{-3}$	

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

2) les dimensions à respecter par les poutres : **RPA.99 version 2003 [Art 7.5.1]**

Tableau II .16 : Vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1,5h_1 + b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2; h_1/2$)	$d \leq$ Max ($b_1/2; h_1/2$)
	30	45	45	oui	10	25	oui
	30	55	55	oui	20	35	oui

II.5) Prédimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du bâtiment. Pour leur pré dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations du RPA99 version 03 [Art 7.7.1].

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas : $a \geq \max (15 \text{ cm}; h_e / 25; h_e / 22)$

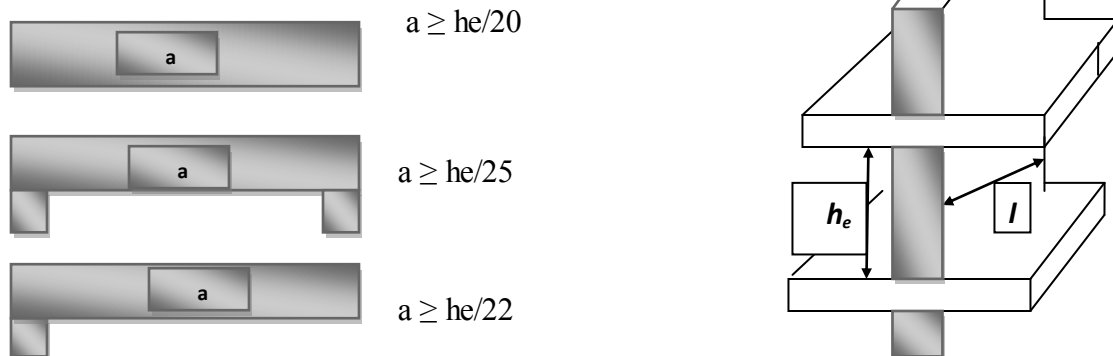


Fig. II.17 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Tableau II .17: dimensionnement des voiles

Niveau	h_e	a (cm)
8-7-6-5-4-3-2-1	$3,4 - 0,65 = 2,75$	20
R.D.C ; sous sol	$3,4 - 0,65 = 2,75$	20

Remarque : les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

II-6) Calcul des balcons :

Dans notre structure on trouve deux types de balcon (Corps creux et dalle pleine) .Le calcul se fera juste pour celui de dalle pleine.

✓ Balcon en dalle pleine :

Le balcon est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre du plancher. Il est réalisé en dalle pleine.

II-6-1-prédimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 100cm

Longueur :430cm

$ep \geq l/10 = 100/10 = 10\text{cm}$

ep doit être au moins égale à 12cm (RPA99vesion 2003)

On adopte $ep = 15\text{cm}$



Fig. II.18: Schéma statique du balcon

G:charge et surcharge pondérées de la dalle.

Q1: surcharge exercée sur le garde-corps.

p1: poids du garde-corps

Tableau II.18 : charges permanentes des balcons :

Les composantes	épaisseur (m)	poids volumique (KN/M ³)	KN/m ²
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de pose	0,02	20	0,4
lit de sable	0,03	18	0,54
dalle pleine	0,15	25	3,75
enduit de ciment	0,02	20	0,4

Poids totale de $G = 5.53 \text{ KN/m}^2$

Surcharge exploitation du balcon $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$; $p_1 = 1,78 \text{ KN/m}^2$

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

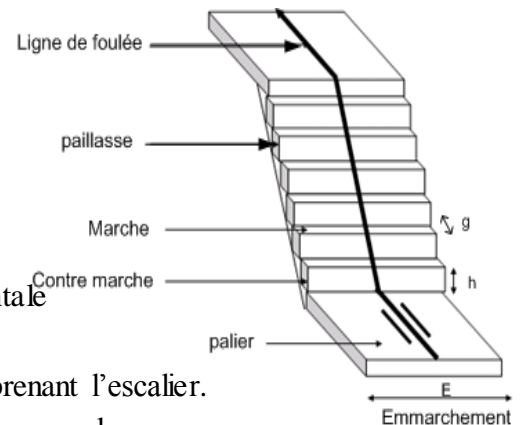
II.7) Calcul d'escaliers :

II-7-1 Définition : Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une Construction .Notre structure comporte un escalier à trois volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant. Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

II-7-2 Terminologie :

- Emmarchement : la longueur de marches
 - g : giron (largeur d'une marche)
 - h : hauteur d'une Marché
 - Mur d'échiffre : le mur qui limite l'escalier
 - Paillasse : le plafond qui monte sous les marches
 - Contre marche : la partie verticale d'une marche
 - Jour : l'espace entre deux volées en projection horizontale
 - Le collet : le bord qui limite l'escalier du côté du jour
 - Ligne de foulée : la courbe décrite par une personne prenant l'escalier.
 - Volée : c'est une suite de marche ; elle peut être droite ou courbe avec 20 marches au maximum
 - Palier de repos : la partie horizontale d'un escalier, entre deux volées
 - Palier d'arrivée : C'est le palier d'étage. La longueur d'un palier doit être Supérieure à $(3g)$.
- ✓ **Dimensionnement:** Pour les dimensions des marches " g " et les contres marches " h " on utilise généralement la formule de BLONDEL

Fig. II.19: Schéma de l'escalier



$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

Il porte un palier et une paillasse $h=H/n$; $g=L/(n-1)$

n : nombre de contres marches ; $(n-1)$: nombre de marches

On prend $h=17\text{cm}$; $n=20$ $g=27\text{cm}$;

- **Vérification de la formule de blondel**

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 61\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

- **Vérification d'inclinaison α**

$$\text{Tg } \alpha = H / L = 68 / 90 = 0,58 ; \quad \alpha=37,07 \text{ pour type1}$$

$$\text{Tg } \alpha = H / L = 85 / 120 = 0,58 ; \quad \alpha=35,01 \text{ pour type2}$$

$$\text{Tg } \alpha = H / L = 87 / 150 = 0,58 ; \quad \alpha=30,11 \text{ pour type3}$$

Chapitre II : prédimensionnement des éléments structuraux.

- **Épaisseur de la paillasse e_p :**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par formule suivant:

$$L/30 < e < L/20 \quad L : \text{longueur de volée d'escaliers} \quad 375/30 < e < 375/20, \quad 12,5 < e < 18,75$$

On prend $e = 15\text{cm}$

II.7.3. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau II.19: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N	Composants	Epaisseur	Poids volumique(KN/m ²)	Poids surfacique(KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,02	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	20	0,36
	Charge exploitation Q	2,5KN/m ²	Charge permanente	5,49

Tableau II.20: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N	Composants	Ep.	Poids volumique(KN/m ²)	Poids surfacique(KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,02	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	$0,15/\cos \alpha$	25	4,69
5	poids des marches	0,08	25	2,12
6	Enduit en ciment	0,02	20	0,36
	Charge exploitation Q	2,5kn/m ²	Charge Permanente	8,55

Conclusion

- La dalle pleine aura une épaisseur de 20cm ;
- Le plancher à corps creux : aura une hauteur (ht) de 25 cm (20+5) dalle de compression) ;
- Les voiles de la cage d'ascenseur et du contreventement prendront et Les voiles Périphériques prendront une épaisseur de 20 cm ;
- Les escaliers aura une épaisseur 15cm.

chapitre III:

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux dans le cas des planchers.

III.1) Calcul des éléments non structuraux :

III.1.1 L'acrotère : L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse .Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicitée par :

- un effort normal (G) dû à son poids propre,
- un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

III.1.1.1 Principe de calcul

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 90 cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

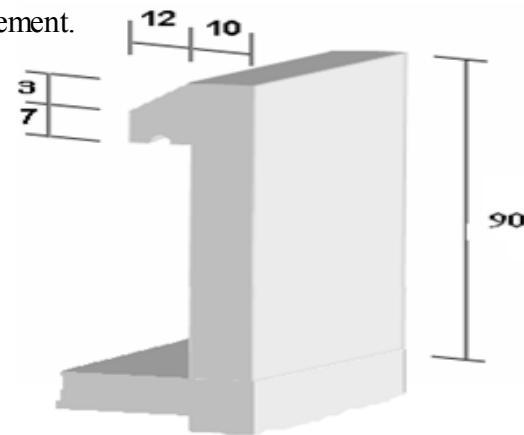


Figure III .1 :l'acrotère

III.1.1.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.1 : Charges permanentes et d'exploitations d'acrotère

charge permanente	charge d'exploitation
poids propre G	surcharge exploitation
$G = [(0,9 \cdot 0,1) + (0,12 \cdot 0,07) + 0,03 / 2] \cdot 25 = 2,505 \text{ KN}$	$Q = 1 \text{ KN}$

III.1.1.3. Calcul des efforts :

tableau III.2 : les efforts de l'acrotère

	L'E.L.U	L'E.L.S
L'effort normal	$N_u = 1,35G = 1,35 \cdot 2,505 = 3,38 \text{ KN}$	$N_{ser} = G = 2,505 \text{ KN}$
L'effort tranchant	$T_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$	$T_u = Q = 1 \text{ KN}$
Moment d'encastrement	$M_u = Q \cdot h = 1,5 \times 0,9 = 1,35 \text{ KN.m}$	$M_{ser} = Q \cdot h = 1 \times 0,9 = 0,9 \text{ KN.m}$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

III.1.1.4- Calcul du ferrailage : le calcul du ferrailage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée.

- **Calcul de l'excentricité**

$$M_u = N_u \cdot e_u \implies e_u = M_u / N_u = 1,35 / 3,38 = 0,399 \text{ m}$$

$$M_{ser} = N_u \cdot e_{ser} \implies e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0,9 / 2,505 = 0,359 \text{ m}$$

$$e_0 = h_t / 6 = 0,1 / 6 = 0,017 \text{ m}$$

$$(e_u ; e_{ser}) > e_0$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée

- **Calcul du moment de flexion**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues

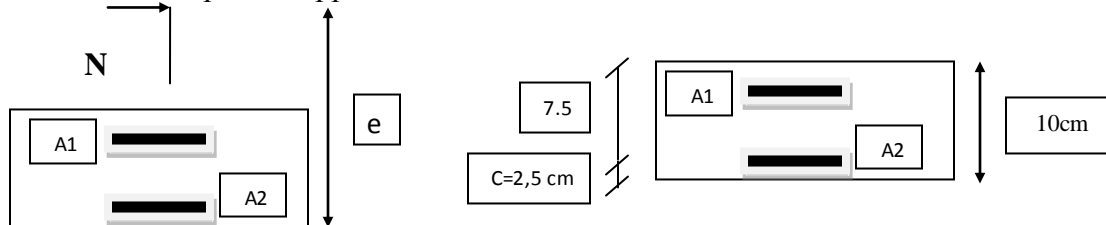


Fig. III .2 : Section de B.A à l'ELU. Ferrailage:

à L'E.L.U:

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramenant à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif.

Avec : $M_{ua} = N_u \cdot e_a$

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{ht}{2}\right) \quad \text{avec } d = 0,9 \text{ ht} = 0,09 \text{ m}$$

$$e_a = 0,39 + (0,09 - 0,1/2) = 0,43 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 3,38 \times 0,43 = 1,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,45 \times 10^3}{1 \times 90^2 \times 14,17} = 0,012$$

$$\mu = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1,35}{0,9} = 1,5$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440. \gamma + 45 f_{c28} - 3060 \implies \mu_{lu} = 0,3225$$

$$\mu_{bu} = 0,012 > \mu_{lu} = 0,3225 \implies A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,012)}) = 0,015$$

$$A_{lu} = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,015 \times 100 \times 9 \times 14,17}{400 / 1,15} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{lu} - \frac{Nu \times \gamma_s \times 10^{-2}}{f_e} = 0,44 - \frac{3380 \times 1,15 \times 10^{-2}}{400} = 0,34 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b \cdot d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1,086 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u ; A_{min}) = 1,086 \text{ cm}^2 / \text{ml} \implies A_{\text{réel}} = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armateur de répartition:**

$$A_{\text{rép}} = A / 4 = 0,502 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_{\text{rép}} = 4 \text{ HA6} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **L'espacement :**

$$\text{Pour les armatures principales : } s_t = 100 / 4 = 25 < \bar{s}_t = \min [3 \cdot h ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les armatures de répartition: } s_t = 80 / 4 = 20 \text{ cm} < s_t = \min [4 \cdot h ; 45] = 40 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3 BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i} \quad \text{avec } \Sigma u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\Sigma u_i = 4\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,04 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 90 \times 100,4} = 0,18 \text{ MPa} \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :**

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'E.L.S:**

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre ($A'=0$)**

$$by^2 + 30Ay - 30 d \cdot A = 0 \implies y = 2,04 \text{ cm}$$

le moment d'inertie s'écrit:

$$I_{AN} = b/3 \cdot y^3 + 15[A(d-y)^2] = 1740,35 \text{ cm}^4$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

état limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d-y) = 53,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 347,82 \text{ MPa}$$

III.1.1.5 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton (BAEL91 art 5.1.1)

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ telles que : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,016 \text{ MPa}$ ($V_u = T_u$) la contrainte admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min [0,15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3,75 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.1.6 Vérification de l'acrotère au séisme : les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule : $F_p = 4.A.C_p .W_p$ RPA version 03 (**Art.6.2.3 page 43**)

A : coefficient d'accélération : F (groupe d'usage, zone sismique).

C_p : facteur de force horizontale.

W_p : poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 2,505 \text{ KN}$$

$$F_p = 4.A.C_p .W_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,505 = 1,20 \text{ kN} < 1,5Q = 2,25 \text{ KN}$$

On fait tous les calculs de l'acrotère en flexion composée à l'ELU et la vérification des contraintes à l'ELS.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Résultats de calcul :

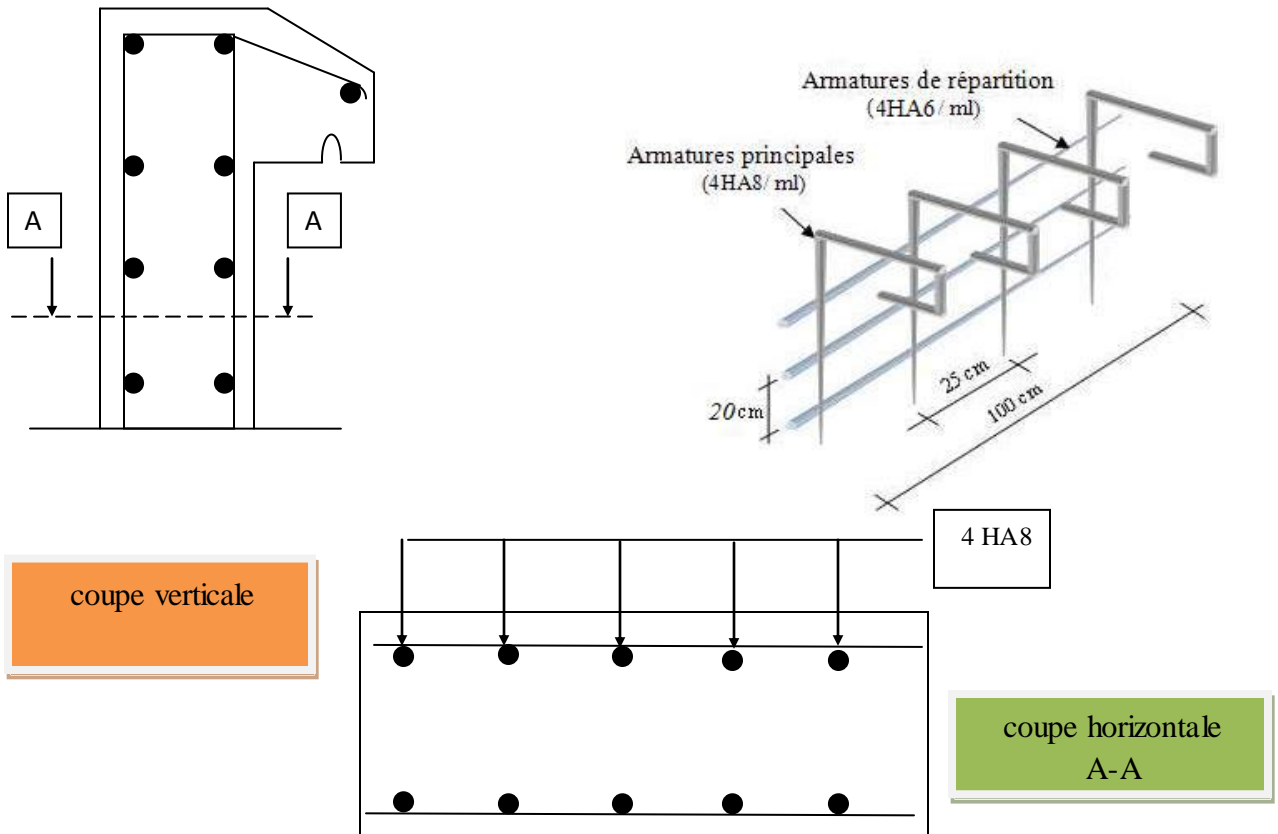


Fig. III .3 : schéma ferrailage d'acrotère

III.1.2 les balcons: Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher. Il est réalisé en dalle pleine, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple . Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre de garde corps), et une charge d'exploitation Q.

III.1.2.1 Evaluation des charges:

Le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur:

Poids totale de G=5.53 KN/ml

Surcharge exploitation du balcon Q = 3,5 KN/ml

poids de garde corps p1= 2,64 KN

L'épaisseur de la console : ht=15cm et d=13 cm

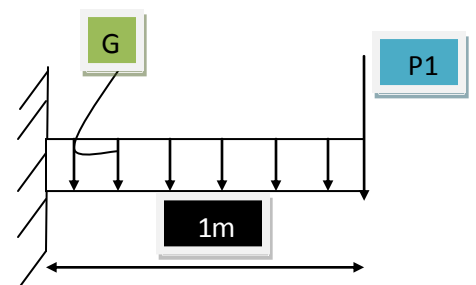


Fig. III .4 : balcon

III.1.2.2 Calcul des moments : le moment isostatique est calculé par la relation suivante:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} + P \cdot l$$

Effort tranchant est:

$$V = q \cdot l + p$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- **Combinaison des charges:**

Tableau III.3 : Combinaison des charges de balcon

à l'ELU :		à E.L.S:	
$q_u=1,35 G+1,5 Q =1,35 \cdot 5,53 + 1,5 \cdot 3,5$ $q_u=12,71\text{KN/ml}$		$q_s=G+Q$ $q_s=5.53+3,5=9,03\text{KN/ml}$	
$p_u=1,35 \cdot p =1,35 \cdot 2,64=3,56\text{KN}$		$P_s=p=2.64 \text{ KN}$	
$M_u(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$	$M_s(\text{KN.m})$	$V_s (\text{KN})$
9,91	16,36	7,15	11,67

III.1.2.3 Calcul de ferrailage : le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

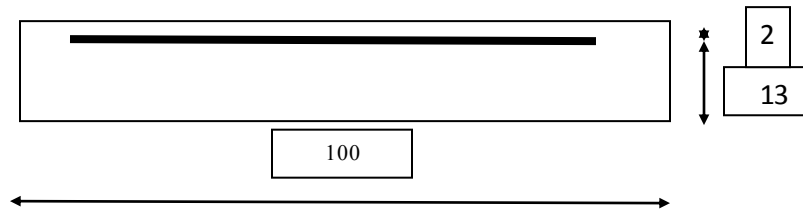


Fig. III .5 : coupe transversale de balcon

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{9,91 \times 10^3}{1 \times 130^2 \times 14,17} = 0,041$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,91}{7,15} = 1,38$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440. \gamma + 45 f_{c28} - 3060 \iff \mu_{lu} = 0,2812$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \text{ (pas d'armateurs comprimé } A'=0)$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha_u = 0,052$$

$$A_u = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{\sigma_s} \Rightarrow A_u = \frac{0,8 \times 0,052 \times 100 \times 13 \times 14,17}{347,8} = 2,20 \text{ cm}^2$$

▪ **Verification :**

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 1,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Alors on prend } A = \max (A_u; A_{\min}) = 2,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{\text{réel}} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement: } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm.} < \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

▪ Armature de répartition :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_u}{4} \quad A_{\text{rép}} = 3,14 / 4 = 0,78 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend } A_{\text{rép}} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$

▪ Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93)

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{16,36 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,15f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 3,75 \text{ MPa} \geq \tau_U = 0,13 \text{ MPa}$$

▪ Vérification à l'ELS (C.B.A93) :

$$\text{Il faut que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

- Calcul de la position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30A_s y - 30dA_s = 0$$

$$100 y^2 + 30 \times 3,14 y - 30 \times 13 \times 3,14 = 0 \Rightarrow 100 y^2 + 94,2 y - 1224,6 = 0$$

$$\Delta = 480966,36 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 693,51$$

La solution est : $y = 3,93 \text{ cm}$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \times 3,93^3}{3} + 15 \times 3,14 (13 - 3,93)^2 = 5897,95 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,15 \times 3,93 \times 10^3}{5897,95} = 4,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{7,15 \times 10^3}{5897,95} (13 - 3,93) = 164,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

▪ Vérification de la flèche :

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{q l^4}{8EI} + \frac{P l^3}{3EI}$$

Avec :

$$E : \text{module déformation déferée } E_{iv} = 32164,19 \text{ MPa}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

I : moment d'inertie ; $I = 28125 \text{ cm}^4$

$q_s = 9,03 \text{ KN/ml}$; $P_s = 2,64 \text{ KN}$

Donc $f = 0,19 \text{ cm}$

❖ Flèche admissible (C.B.A 93)

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{100}{250} = 0,4 \text{ cm} \Rightarrow f \leq f_{adm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Schéma de ferrailage:

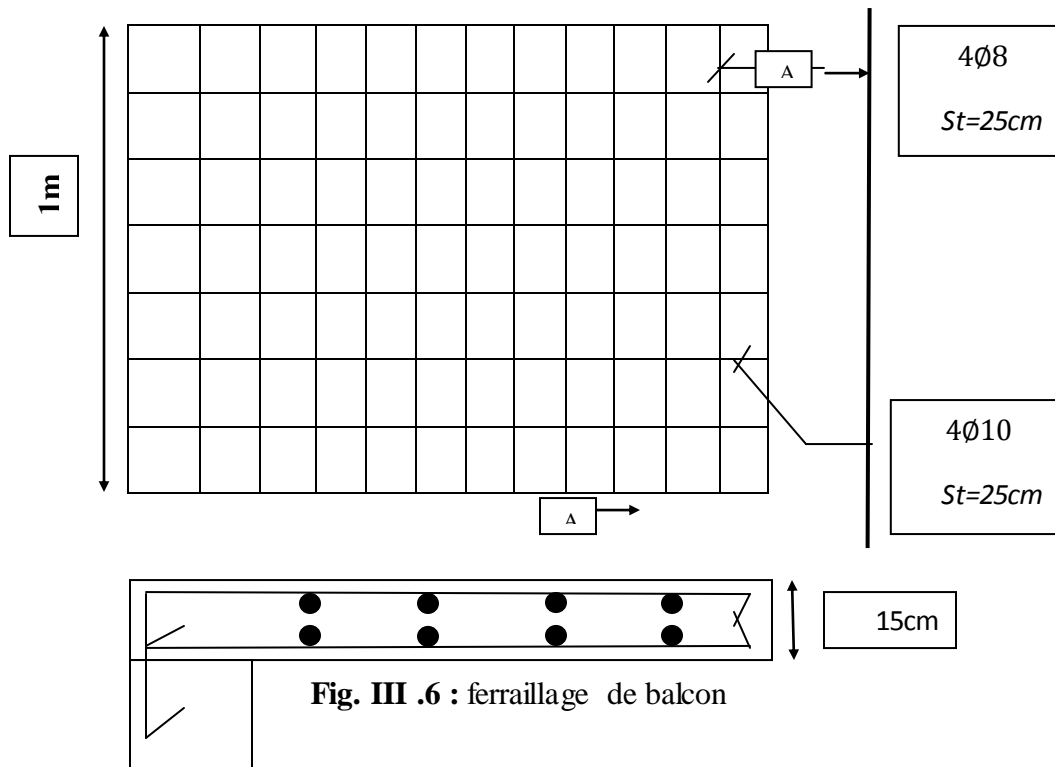


Fig. III .6 : ferrailage de balcon

III.1.3 planchers a corps creux : le plancher est de hauteur: $h_t = 20+5=25\text{cm}$, il est constitué par un corps creux qui repose sur des poutrelles préfabriquées de dimensions (20 x 65) cm^2 .

III 1. 3.1 Calcul des poutrelles : on a deux types des poutrelles, le premier type a une six travée et le deuxième à deux travées, le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes:

- ❖ Etape 1: avant coulage
- ❖ Etape 2: après coulage

A- Etape 1 : cette étape consiste à enrober les armatures inférieures par coulage du béton dans la partie inférieure, on aura comme résultat une section rectangulaire de $(b \times h) = (12 \times 4) \text{ cm}^2$, généralement avec les armatures supérieure de montage, la poutrelle est donc

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

simplement appuyée, supportant son poids propre, le corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier.

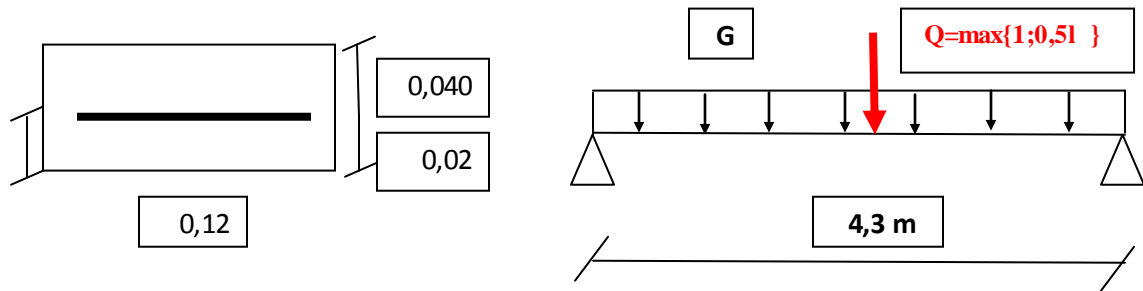


Fig. III.7 : Schématisation de la poutrelle avant coulage

➤ Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.4 : Evaluation des charges et surcharges de poutrelle

charges permanent		Surcharge	
poids de poutrelle	$0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12$ (kN/ml)	poids de l'ouvrier et les matériaux	$Q = \text{Max} [1 \text{ KN} ; 0,5 \text{ KN} \times L]$
poids du corps creux	$0,65 \times 1 = 0,65$ kN/ml		$Q = 2,15 \text{ KN}$
G	0,77 kN/ml		

Le calcul en flexion simple nous donne les résultats suivant :

Tableau III.5 : résultat de moment simple

M(G)(KN.m)	résultat	M(Q) (KN.m)	résultat	Mu(KN.m)	résultat
$GL^2/8$	1,78	$QL/4$	1,82	$1,35G+1,5Q$	5,13

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{5,13 \times 10^6}{100 \times 30^2 \times 14,17} = 0,09$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaielements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

➤ Calcul des étaielements

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étaielements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f" pour la comparer avec "f limite", si cette dernière est supérieure de la première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention $f < f_{\text{limite}}$.

$$f = f_G + f_Q$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

tq :

f_Q : Une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier [$Q = \max(1 \text{ kN}; 0,5L)$] m

$$f_Q = \frac{P_Q \times L^3}{48 \times E \times I}$$

f_G : Une flèche due à la charge répartie

$$f_G = \frac{5 \times P_G L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Avec :

$$I = (0,12 \times 0,043) / 12 = 6,4 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

Tableau III.6: calcul des étaielements

Nombre des étaielements	Longueur De travée (m)	G (KN/m)	Q (KN)	f_G	f_Q	$f_{(cm)}$	f_{limite}	$f \leq f_{\text{limite}}$
0	4,3	0,77	2,15	0,5	0,52	1,02	0,86	non
1	2.15	0,77	1,075	0,03	0,032	0,064	0,86	oui

Pour la poutrelle supporté leur poids propre et les surcharges avant coulage de la dalle de compression. on pose un étaielement a chaque distance ($L=2,15 \text{ m}$)

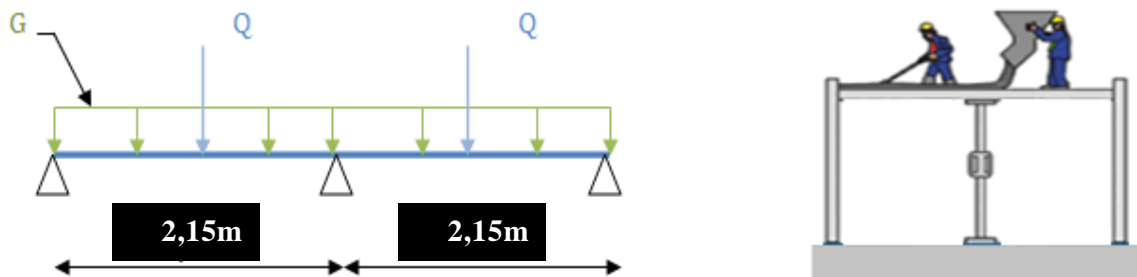


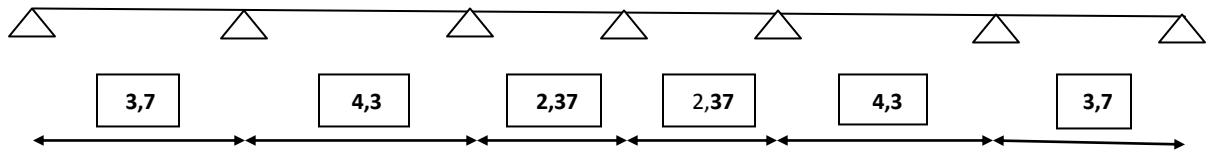
Fig. III.8 : Choix de disposition des étaielements

B) Etape2 : après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue.

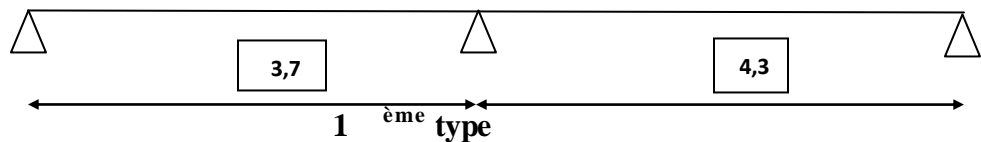
2 types de poutres continues sont à envisager :

- ❖ Type-1- : Poutrelles à 6 travées.
- ❖ Type-2- : Poutrelles à 2 travées.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.



1^{ère} type



1^{ème} type

Type-1- : Poutrelles à 6 travées.

➤ Charges et surcharges:

Tableau III.7: Evaluation des charges et surcharges de poutrelle

	G (kN/ml)	Q (kN/m)
Plancher terrasse	$7,38 \times 0,65 = 4,8$	$1,5 \times 0,65 = 0,97$
Plancher courant	$6,4 \times 0,65 = 4,16$	$1,5 \times 0,65 = 0,97$

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher courant ayant la plus grande sollicitation, et on généralise pour les autres planchers

➤ les méthodes utilisées pour calcul:

B.1 méthode forfaitaire:

B.1.1 Domaine d'application: la méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5 \text{KN/m}^2$). Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- 1) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- 2) Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;
- 3) La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Dans le cas ou l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaire, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Soit :

1) M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparais » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges, moment isostatique $M_0 = PL^2 / 8$ (kN.m)

2) M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M_t le montant maximal en travée qui sont près en compte dans les calculs de la travée considérée.

3) M_a : Moment à l'appui

α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- **Exposé de la méthode :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M \max \{ 1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0 \}$$

$$M_t \geq M \max \begin{cases} \frac{(1,2+0,3\alpha)M_0}{2} & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{(1+0,3\alpha)M_0}{2} & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

4) Pour les appuis:

$M_a > 0,6 M_0$ Poutre à deux travées

$M_a > 0,5 M_0$ Appuis voisin des appuis de rive.

$M_a > 0,4 M_0$ Appuis intermédiaires

$M_a > 0,2 M_0$ Appuis de rive

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} \quad V_w : \text{effort tranchant à gauche de la travée}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} \quad V_e : \text{effort tranchant à droite de la travée}$$

B. 2 Méthode de CAQUOT : cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

B.2.1. Exposé de la méthode

- **Moment sur appuis**

$M_a = 0,15M_0$ Appuis de rives

$$M_a = \frac{q_e \cdot l_e'^3 + q_w \cdot l_w'^3}{8,5(l_e' + l_w')} \quad \text{Appuis intermédiaires}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- **Moment en travée**

$$Mt(x) = -\frac{q \cdot x^2}{2} + \left(\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

$$Mt(x) = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Avec : $x=L/2$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l_w » à gauche et « l_e » à droite, avec :

$l_w = l$pour une travée de rive

$l_w = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

$$V_w = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

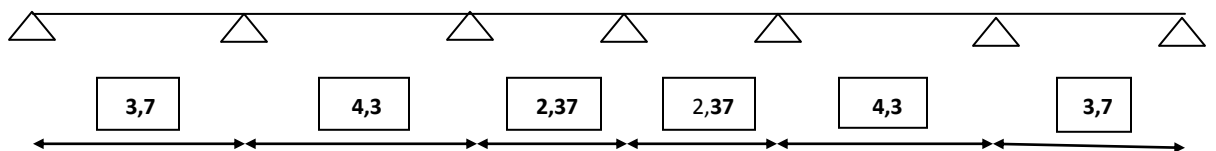
Avec :

V_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

V_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

B.2.2 Calcul des efforts internes :

1- Poutrelle à six travées pour plancher terrasse:



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

- $0,8 < l_i / l_{i+1} < 1,25$ (condition vérifiée)

- $Q \leq \begin{cases} 2G ; 5000N/mm^2 \end{cases}$ (condition vérifiée)

- La fissuration est peu nuisible (condition vérifiée)

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc cette méthode est applicable.

$$\text{ELU: } q_u = (1.35G+1.5Q).0,65 ; q_u = (1,35 \cdot 7,38+1,5 \cdot 1,5).0,65 = 7,93 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = (G+Q).0,65 = 5,77 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul le moment fléchissant: moment isostatique** $M_0 = ql^2/8$.

Tableau III.8 : Calcul le moment fléchissant M_0

	$M_0(\text{ELU})$	$M_0 (\text{ELS})$
travée1	13,57	9,87
travée2	18,32	13,33
travée3	5,56	4,05
travée4	5,56	4,05
travée5	18,32	13,33
travée6	13,57	9,87

❖ **Le moment sur appuis (négatif)**

Tableau III.9 : Calcul le moment sur appuis

n° d'appuis	ELU	ELS
1	$0,2 \times 13,57 = 2,71$	$0,2 \times 9,87 = 1,97$
2	$0,5 \times 18,32 = 9,16$	$0,5 \times 13,33 = 6,66$
3	$0,4 \times 5,56 = 2,22$	$0,4 \times 4,05 = 1,62$
4	$0,4 \times 5,56 = 2,22$	$0,4 \times 4,05 = 1,62$
5	$0,5 \times 18,32 = 9,16$	$0,5 \times 13,33 = 6,66$
6	$0,2 \times 13,57 = 2,71$	$0,2 \times 9,87 = 1,97$

❖ **Le moment en travée (POSITIF)**

Travée 1 de rive : Condition générale $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M \max \{1,05M_0; (1+0,3\alpha) M_0\}$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 7,38} = 0,17$$

$$M_t + 1/2(0,2+0,5).M_{01} \geq \max \{1,05M_{01}; 1,051M_{01}\}$$

$$M_{t1} \geq -0,35M_{01} + 1,051M_{01} = 0,701M_{01}$$

$$\text{Cas particulière: } M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha) M_{01}}{2} = 0,625M_{01}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$\text{donc } M_{t1} = \max \{0,701 M_{01}; 0,625 M_{01}\} \Rightarrow M_{t1} = 9,51 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU } M_{t1} = 9,51 \text{ KN.m} \quad ; \quad \text{ELS } M_{t1} = 6,91 \text{ KN.m}$$

Même méthode pour travée 2;3;4;5;6 alors en résumé dans ce tableau suivant:

Tableau III.10 : Calcul le moment en travée

	ELU Mt	ELS Mt
travée1	9,51	6,91
travée2	11,01	8,01
travée3	3,62	2,64
travée4	3,62	2,64
travée5	11,01	8,01
travée6	9,51	6,91

❖ **Effort tranchant maximale:**

$$V_o = V_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = \frac{P.L}{2} + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$V_e = -\frac{P.L}{2} + \frac{M_W - M_e}{L}$$

Tableau III.11 : calcul Effort tranchant maximale

	V_o	V_e
travée 1	13,56	-15,77
travée 2	17,53	-16,54
travée 3	9,39	-9,39
travée 4	9,39	9,39
travée 5	17,53	-16,54
travée 6	13,56	-15,77

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

2- Poutrelle à six travées pour plancher courante: (par logiciel robot)

Tableau III .12 : Efforts - Cas: 4 (1.35G+1.5Q): Valeurs

Barre/Noeud/Cas	MY [kN.m]	FZ [kN]
1/ 1/ 4 (C)	-6.90	12.13
1/ 2/ 4 (C)	-10.41	-14.03
2/ 2/ 4 (C)	-10.41	15.57
2/ 3/ 4 (C)	-8.85	-14.84
3/ 3/ 4 (C)	-8.85	11.89
3/ 4/ 4 (C)	-0.54	-4.87
4/ 4/ 4 (C)	-0.54	4.87
4/ 5/ 4 (C)	-8.85	-11.89
5/ 5/ 4 (C)	-8.85	14.84
5/ 6/ 4 (C)	-10.41	-15.57
6/ 6/ 4 (C)	-10.41	14.03
6/ 7/ 4 (C)	-6.90	-12.13

Tableau III.13 : Efforts - Cas: 5 (G+Q): Valeurs

Barre/Noeud/Cas	MY [kNm]	FZ [kN]
1/ 1/ 5 (C)	-5.00	8.80
1/ 2/ 5 (C)	-7.55	-10.18
2/ 2/ 5 (C)	-7.55	11.29
2/ 3/ 5 (C)	-6.42	-10.77
3/ 3/ 5 (C)	-6.42	8.62
3/ 4/ 5 (C)	-0.39	-3.54
4/ 4/ 5 (C)	-0.39	3.54
4/ 5/ 5 (C)	-6.42	-8.62
5/ 5/ 5 (C)	-6.42	10.77
5/ 6/ 5 (C)	-7.55	-11.29
6/ 6/ 5 (C)	-7.55	10.18
6/ 7/ 5 (C)	-5.00	-8.80

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Fig. III.9 : Vue - MY; Cas : 4 (1.35G+1.5Q)

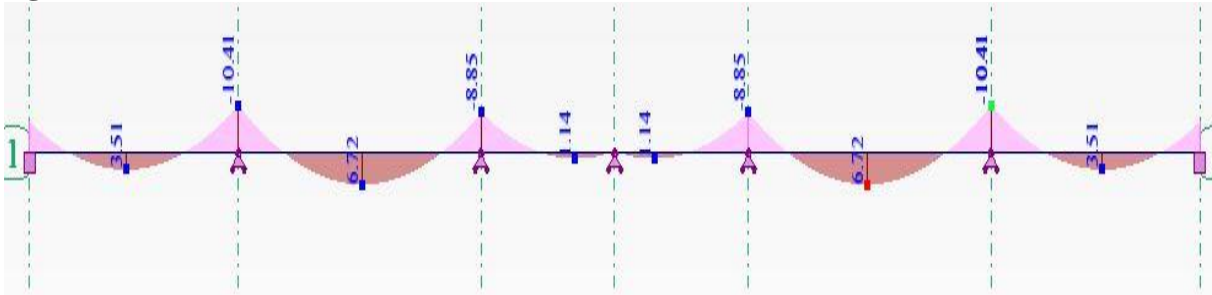


Fig. III.10 : Vue - MY; Cas : 5 (G+Q)

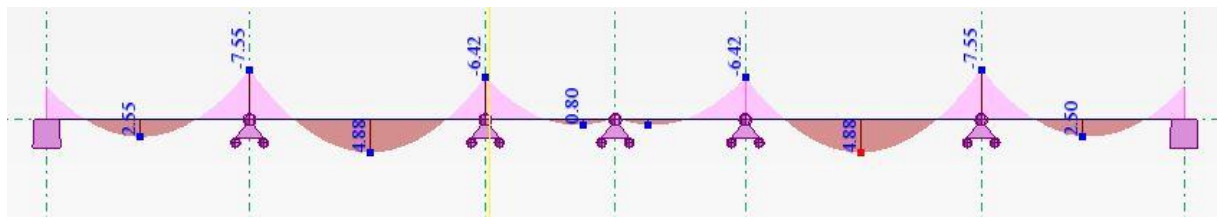
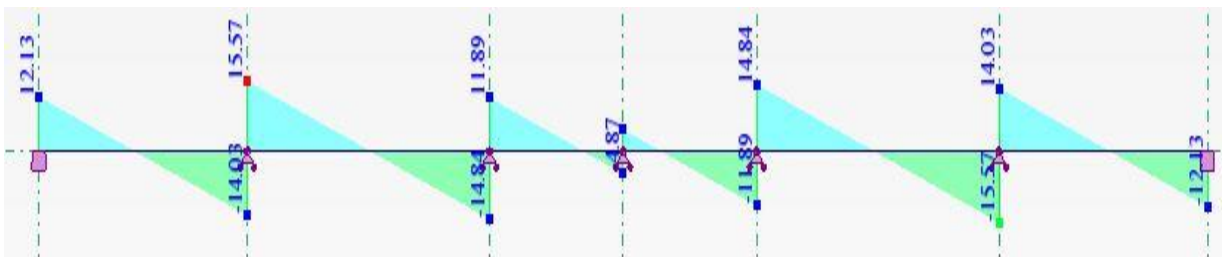
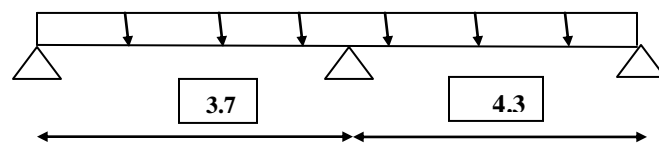


Fig. III.11 : Vue - FZ; Cas : 4 (1.35G+1.5Q)



Type-2- : Poutrelles à 2 travées.



- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

- $0,8 < L_i/L_{i+1} < 1,25$ (condition vérifiée)
- $Q \leq \begin{cases} 2G ; 5000N/mm^2 \end{cases}$ (condition vérifiée)
- La fissuration est peu nuisible (condition vérifiée)

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc cette méthode est applicable.

ELU: $q_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot 0,65$; $q_u = (1,35 \cdot 7,38 + 1,5 \cdot 1,5) \cdot 0,65 = 7,93 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_{ser} = (G + Q) \cdot 0,65 = 5,77 \text{ KN/ml}$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- **Calcul les moments :**

- ❖ **moment isostatique $M_0=ql^2/8$**

	M_0 (ELU)	M_0 (ELS)
travée1	13,57	9,87
travée2	18,32	13,33

Tableau III.14 : Calcul les moments M_0

- ❖ **Le moment sur appuis (négatif)**

Tableau III.15 : Calcul les moments sur appuis

n° d'appuis	ELU	ELS
1	$0,2 \times 13,57 = 2,71$	$0,2 \times 9,87 = 1,97$
2	$0,6 \times 18,32 = 10,99$	$0,6 \times 13,33 = 7,99$

- ❖ **Le moment en travée (POSITIF)**

Tableau III.16 : Calcul les moments en travée

	ELU M_t	ELS M_t
travée1	8,91	6,48
travée2	12,03	8,75

- ✓ **Effort tranchant pour type 2**

Tableau III.17 : Calcul l'effort tranchant

	V_w	V_e
travée 1	13,2	-16,13
travée 2	18,31	-15,78

- ❖ **Récapitulations :** d'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.18 : les sollicitations max en travée et en appuis

Les efforts internes max	ELU			ELS	
	M_{au} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	V_u (kN)	$M_{a ser}$ (kN.m)	$M_{t ser}$ (kN.m)
sollicitations	10,99	12,03	18,31	7,99	8,75

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- **Le ferrailage**

Comme les efforts des différents types de dispositions des poutrelles sont proches les uns des autres, alors le ferrailage se fait selon les efforts de la poutrelle la plus sollicitée.

D'après le pré-dimensionnement on a:

Tableau III.19 : Les données

$B_0=12\text{cm}$	$h_0=5\text{cm}$	$b=65\text{ cm}$	$h=25\text{cm}$
$f_{c28}=25\text{MPa}$	$f_{bu}=14,17$ MPa	$d=23\text{ cm}$	$\gamma_b = 1,5$
FeE400	$\sigma_s = 348$ MPa	$f_e=400\text{MPa}$	$\gamma_s = 1,15$

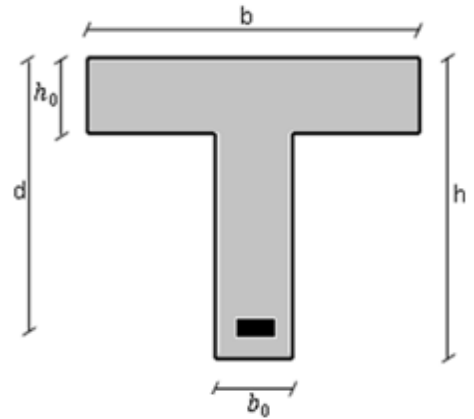


Fig. III.12: Schéma de la section des poutrelles

a) A l'ELU

Le calcul des sections en forme de 'Té' s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

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

$$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - (h_0/2)) = 94,4 \text{ KN.m}$$

En travée section T :

$$M_{tmax} = 12,03 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{tmax} < M_{tab}$ le moment extérieur équilibre par une partie ou la totalité de la table de compression qui a une largeur constante b.

Conclusion 1 : la section en T est calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur h (65×25).

En appuis :

$$M_{amax} = 10,99 \text{ KN.m}$$

Donc: $M_{amax} < M_{tab}$

Conclusion 2 : la table entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur b et hauteur h (12×25).

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

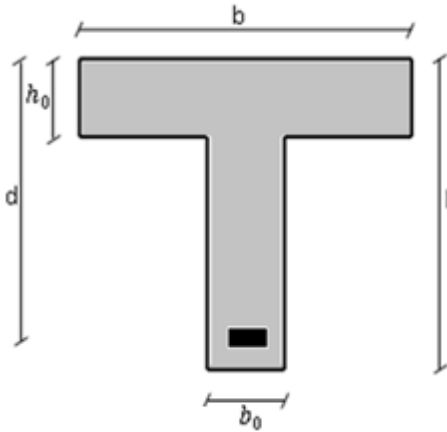


Fig. III.13 : Section de BA en T

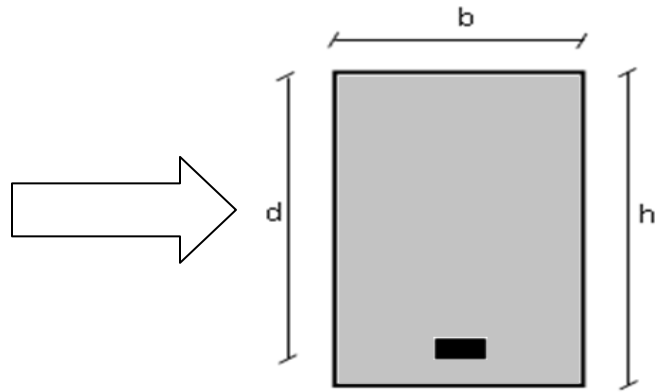


Fig. III.14 : Section de BA en T rectangulaire

• Armatures longitudinales

1) En travée

Le ferrailage est calculé en flexion simple :

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{12,03 \times 10^3}{0,65 \times 230^2 \times 14,17} = 0,025$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12,03}{8,75} = 1,37$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440. \gamma + 45f_{c28} - 3060 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,2778$$

$\mu_{lu} > \mu_{bu}$ (pas d'armature comprimé $A' = 0$)

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha_u$$

$$A_u = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{\sigma_s} \Rightarrow A_u = \frac{0,8 \times 0,031 \times 65 \times 23 \times 14,17}{347,8} = 1,51 \text{ cm}^2$$

▪ Verification :

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 10 \times 23 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Alors on prend $A = \max (A_u; A_{\min}) = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $A_{\text{réel}} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

2) Aux appuis

Tableau III.20 : calcul des armatures

μ_{bu}	γ	μ_{lu}	$\mu_{lu} > \mu_{bu}$	α_u	A_u	A_{min}	$A_{réel}$
0,019	1,37	0,27	ok $A'=0$	0,023	0,17	0,27	1HA12 = 1.13cm ² /ml

- **Vérification à l'E.L.S:** le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93** et **B.A.E.L 91**, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Tableau III.21 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
M_{ser} (kN.m)	8,75	7,99
Y (cm)	$b.y^2+30Ay_1-30d$. $A=0$ $Y_1=4.34$ cm	$b.y^2+30Ay_1-30d$. $A=0$ $Y=3.19$ cm
I (cm ⁴)	$I=\frac{b.y_1^3}{3}+15[A.(d-y)^2]$ $I=1,35.10^4$ cm ⁴	$I=\frac{b.y^3}{3}+15[A.(d-y)^2]$ $I=7,35.10^3$ cm ⁴
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b=0.6f_{c28}=15$ MPa	
σ_b (MPa)	$\sigma_{bc}=\frac{M_{ser}}{I} y = 2,81$	$\sigma_{bc}=\frac{M_{ser}}{I} y = 3,46$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	cv	cv

▪ Armatures transversales

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : $\alpha=90^\circ$, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

▪ Espacement S_t

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40\text{cm}\} ; S_t \leq \min \{0,9.23 ; 40\text{cm}\} ; S_t \leq \min \{20,7 ; 40\text{cm}\}$$

$$S_t = 16\text{cm}$$

▪ Diamètre des armatures transversales ϕ_t

$$\phi_t \leq \min \{ h/35; b_0/10; \phi \} ; \phi_t \leq \min \{ h/35; b_0/10; \phi \} \leq \min \{ 7,14; 10; 12 \} \text{ (mm)}$$

$$\text{on prend : } \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = 28,26 \text{ mm}^2$$

at : section d'une barre; nt : nombre des barres at=0,28 cm² et nt=2

$$A_t = a_t \times n_t = 0,56 \text{ cm}^2.$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Tableau III.22: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2Ø6	16cm

▪ 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.

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{18,31 \times 10^3}{100 \times 230} = 0,79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

▪ Vérification de compression dans la bielle de béton

$$V_u \leq 0,4 \frac{a \cdot b_0 \cdot f_{c28}}{1,5} \quad ; \text{ Avec : } a = \text{Min} [b - c - 2 ; 0,9d] = \text{Min} [65 - 2 - 2 ; 0,9 \times 23] = 20,70 \text{ cm}$$

$$V_u = 18,31 \text{ KN} < 0,4 \frac{207 \times 100 \times 25}{1,5} \times 10^{-3} = 138 \text{ KN CV}$$

▪ Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis

$$\sigma_m = \frac{2 \cdot V_U}{b_0 \cdot a} \leq 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{36,62 \times 10^3}{207 \times 100} \leq 1,3 \frac{25}{1,5} \quad ; \quad 1,77 \leq 21,66 \text{ cv}$$

$$A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_U}{f_e} \quad ; \quad A = 1,13 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15 \times 18,31 \times 10^3}{400} = 0,526 \text{ cm}^2$$

▪ Vérifications nécessaires

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad ; \quad \frac{56 \times 400}{100 \times 150} = 1,49 \geq 0,4 \text{ MPa cv}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left[\frac{\tau_u \times 0,03 \times K \times f_{t28}}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \right] \Longrightarrow 0,037 \geq 0,00013 \text{ cv}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

$\alpha = 90^\circ$ Pour les armatures transversales

▪ Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Tableau III.23 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1 ^{ère} condition	2 ^{ème} condition
$h/L \geq Mt / (15 Mo)$	$\rho \leq 3,6 / f_e$
$h/L = 0,25/4,3 = 0,058$ $Mt / (15Mo) = 8,75 / (15 \times 13,33) = 0,043$	$\rho = A / (b_o \times d) = 2,26 / (10 \times 23) = 0,009$ $3,6 / f_e = 3,6 / 400 = 0,009$
cv	cv
Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche	

Schéma de ferrailage:

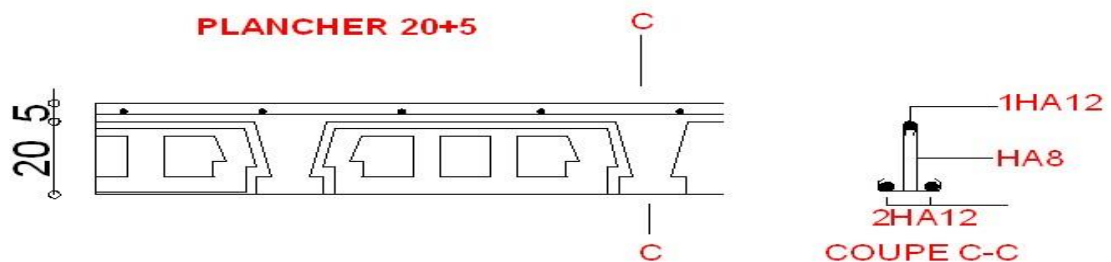


Fig. III.15 : Ferrailage des poutrelles

III 1. 3.2 La dalle de compression : sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage. La dalle 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 :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :
 $a1 \leq 20 \text{ cm}$
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :
 $a2 \leq 33 \text{ cm}$
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq 0,02 \times L \times 200 / f_e = 4L / f_e$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).

f_e : nuance de l'acier FeE520 ($f_e = 520$), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20 cm x 20 cm.

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50 \text{ cm} \leq (L = 65 \text{ cm}) \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,50 \text{ cm}^2 / \text{m.l}$$

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

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$A_l \geq A_t/2 = 0,25 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

On choisit $A_{\perp 1} = 5\phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2$; $esp = 20 \text{ cm}$

$$A_t = 4\phi 5 = 0,78 \text{ cm}^2$$
; $esp = 25 \text{ cm}$

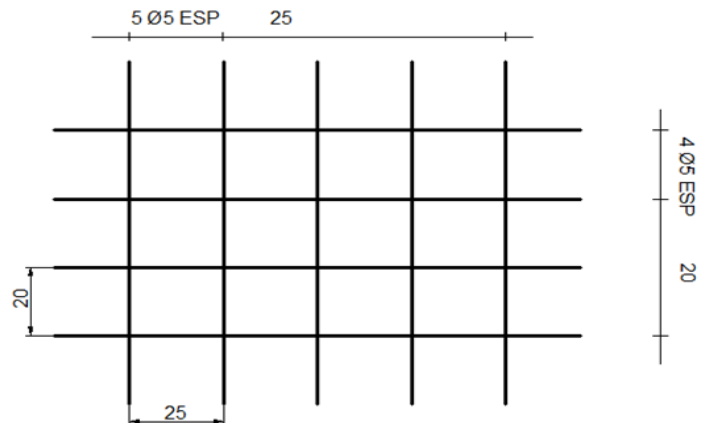


Fig. III.16 : Ferrailage de la table de compression

III 1.4 Calcul des dalles pleines

III 1.4.1 Définition : les dalles pleines sont des éléments minces et planes, dont la largeur et la longueur sont très grandes par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être posées (avec ou sans continuité) sur 2; 3 ou 4 appuis. on va étudier d'un type, tout en appliquant, les deux méthodes (méthode forfaitaire, méthode des lignes de rupture), selon les conditions propres à chaque type de dalle.

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si le rapport $\rho = l_x/l_y$ est compris entre 0,4 et 1 et la dalle est uniformément chargée.

$$l_x/l_y = 0,25 \quad 0,4 < l_x/l_y < 1,25 \text{ pas vérifiée}$$

Donc utilisé la **méthode des lignes de rupture**.

III.1.4.1.1.Exposé de la méthode des lignes de rupture

a-Théorie : la théorie de ligne de ruptures, admet que le béton armé peut être considéré comme matériau rigide plastique, à l'état limite ultime, les déformations élastiques des différents éléments du mécanisme sont négligées par rapport aux déformations plastiques.

L'application de la théorie des lignes de rupture comporte les étapes suivantes :

1. Détermination des divers types de mécanisme possible, compte tenu de la forme de la Dalle, des conditions d'appuis, et de chargement ;
2. Elle permet une estimation rapide du moment de rupture, elle est souvent utilisée en pratique grâce à son application facile aussi bien dans le cas des dalles simples que dans Le cas des dalles complexes.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

b-Principe de calcul

Pour pouvoir calculer le ferrailage nécessaire de panneau de dalle il faut déterminer les différents moments positif et négatif de sous panneaux. Pour cela on applique le principe

De travail virtuel qui consiste à poser l'équation d'équilibre. $\sum \text{travaux} = 0$

Pour le cas des panneaux des dalles en peut distinguer deux types de travaux, les travaux dus aux charges externes appelées travaux externes et des travaux dus ou moments internes appelés travaux internes.

L'équation d'équilibre s'écrit : $\sum \text{travaux externes} - \sum \text{travaux internes} = 0$

b.1) travail externe : il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

$T_{\text{ext}} = P \cdot f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{\text{ext}} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S

b.2) Travail interne

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{\text{int}} = M \cdot L \cdot \theta$.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation

✓ **Travail externe**
 $T_{\text{ext}} = q \cdot s \cdot f$

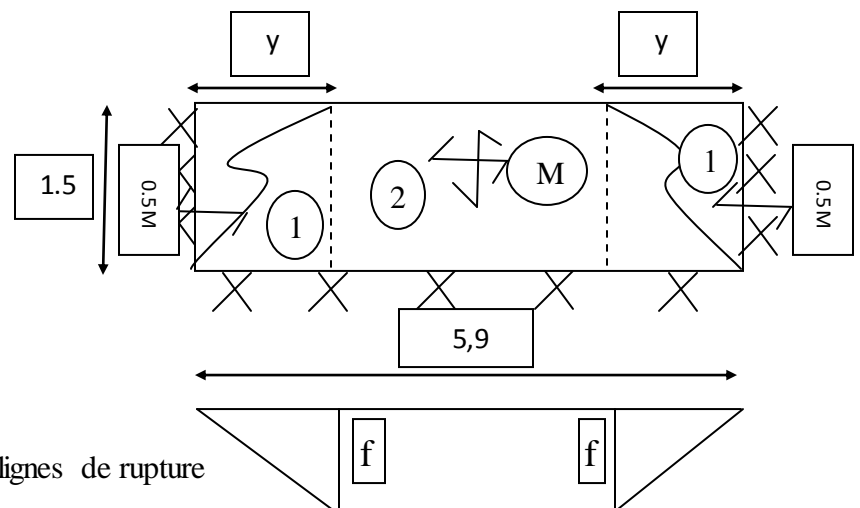


Fig. III.17 : Représentation de lignes de rupture

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Tableau III.24: Travail externe

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge qu
1	0,75y	f/3	0,25. f.qu
2	(5,9-2y)×1,50	f/2	(4,24-1,5y). f.qu
Σ			f.qu. (4,24-1y)

✓ **Travail interne**

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Avec M : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et l.θ c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

Tableau III.25: Travail interne

Eléments		moment de rupture M	longueur de ligne de rupture L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	M	1,5	f/y	1,5M. f/y
	-	0,5M	1,5	f/y	0,75M. f/y
2	+	M	2y	f/1,50	1,33M.y.f
	-	0,5M	2,95	f/1,50	1,96M.f
Σ					M.f(4,5/y+1,33y+1,96)

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne

$$f.qu. (4,24-1y) = M.f(4,5/y+1,33y+1,96)$$

$$M = q_u \cdot \frac{(4,24-1y)}{(4,5/y+1,33y+1,96)} \text{ et on a: } M = \frac{dM}{dy} = 0 \implies y = 1.1$$

Tableau III.26: calcul du moment

ELU	ELS
Mu = 0,41 qu	Mser = 0,41 qser
qu = 1,35G + 1,5Q qu = 1,35(8,2) + 1,5(1,5) qu = 13,32 KN	qser = G + Q qser = 8,2 + 1,5 qser = 9,7 KN
Mu t = 5,46 KN.m Mu a = 2,73 KN.m	Mser t = 3,97 KN.m Mser a = 0,5 * 3,97 = 1,99 KN.m

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- calcul de ferrailage à l'état limite ultime

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

Tableau III .27 : calcul du ferrailage

f_{c28}	25 Mpa	h	20 cm
f_{t28}	2,1 Mpa	dx ; dy	18cm ,17cm
f_e	400 Mpa	c	2,5 cm
$\sigma_{b adm}$	14,2 Mpa	c'	2,5 cm
$\sigma_s adm$	348 Mpa	b	100cm

On a $l_x/l_y=1,5/5,9 =0,25<0.4$ donc la dalle travaille suivant une seule direction

Hauteurs utiles: Tel que $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$ et $A = \frac{M_u}{f_e / \gamma_s \cdot d \cdot \beta}$

Tableau III.28 : Calcul des sections d'acier de la dalle

Position	sens	M_u (kN.m)	μ	β	Acalculée (cm ²)	Achoisi (cm ²)	sens	Arep (cm ²)	Arep (cm ²)
travée	x	5,46	0,022	0,91	1,40	4Ø10=3,14cm	y	0,785	4Ø10
appuis	x	2,73	0,010	0,951	0,70	4Ø10=3,14cm	y	0,785	4Ø10

- Verification de l'espacement:

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(60; 33) = 33cm$$

$$\text{L'espacement réel } S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{4} = 25cm$$

Soit $S_t = 25cm \leq 33cm$ c'est vérifié.

- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.16 MPa$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} = \frac{13,32 \cdot 1,5}{2} \Rightarrow V_u = 9,99 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{9,99 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,055 MPa$$

Donc : $\tau_u = 0,055 MPa \leq \bar{\tau}_u = 1,16 MPa$ c'est vérifié

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- Vérification des contraintes à l'état limite service

Tableau III.29 : vérification a ELS

	Mser (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	les états limites de service sont satisfaits
Travée	3,97	1,26	10,60	15	348	
appuis	1,99	0,63	5,30	15	348	

- Vérification de la flèche préliminaire

Tableau III.30: vérification de la flèche préliminaire

1 ^{ère} condition	2 ^{ème} condition
$h/L \geq Mt / (20 Mo)$	$\rho \leq 2/fe$
$h/L = 0,13$ $Mt / (20 Mo) = 0,10$	$\rho = A / (bo \times d) = 3,14 / (100 \times 18) = 0,0017$ $2 / fe = 2 / 400 = 0,005$
Condition vérifiée	Condition vérifiée
Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.	

Schéma ferrailage :

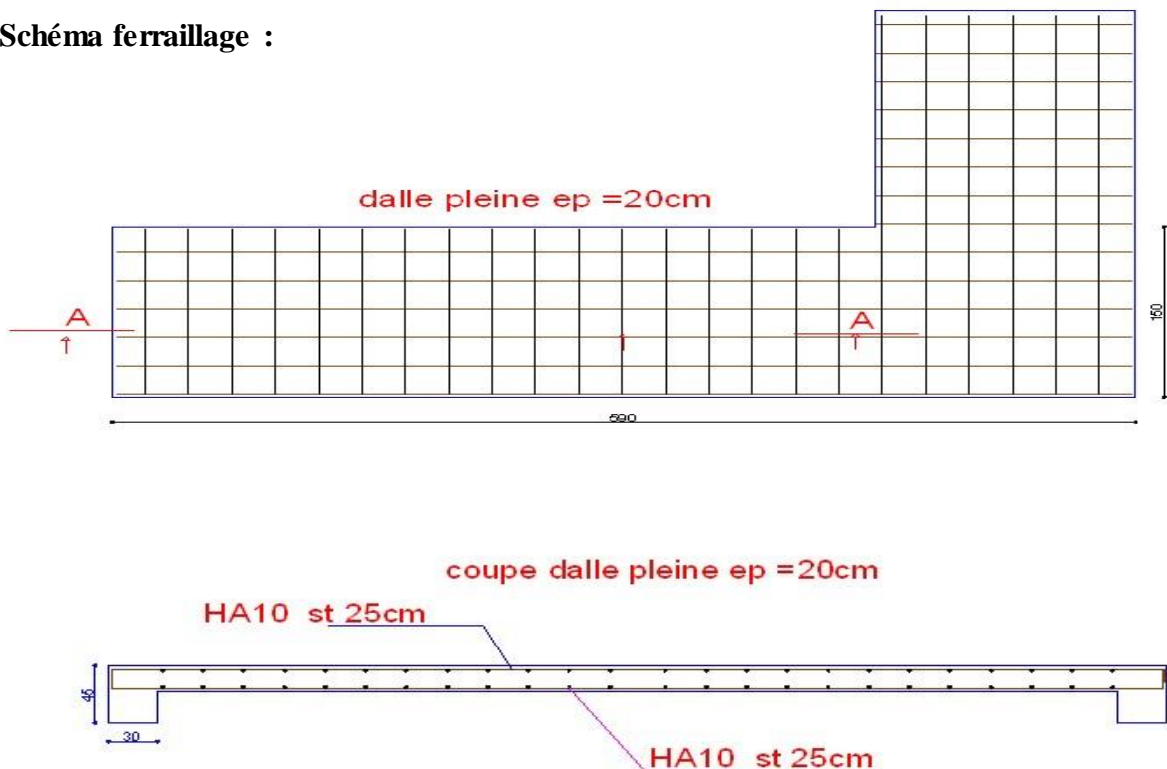


Fig.III.18 : Ferrailage de dalle pleine

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

III 1.5 Etude de la salle machine

Introduction : l'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge. Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée. Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,75 \times 1,50 = 2,8m^2$ pouvant charger trois personnes et de faible vitesse $V=1m/s$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ; on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

- **Epaisseur de la dalle :** $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \implies \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \quad 3 \leq e \leq 3,4$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm

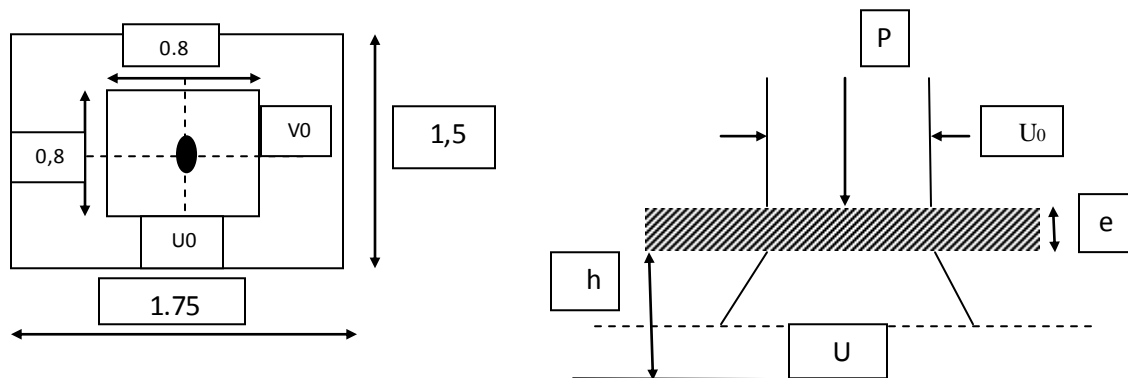


Fig. III.19 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

III 1. 5.1 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

a) Les moments dus au système de M_{y1} M_{x1} :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ dans les abaques de **PIGEAUD**.

b) Calcul des efforts :

A partir des abaques de **PIGEAUD**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{1,75} = 0,9$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,5} = 0,7$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,75} = 0,6$$

D'où $M_1 = 0,077$ $M_2 = 0,062$ (Tableau de **PIGEAUD**)

À L'ELU :

$$\nu = 0 \quad ; \quad q_u = 1,35 G + 1,5 Q \quad ; \quad q_u = 1,35(90) + 1,5(6,3) = 130,95 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 130,95 \times 0,077 = 10,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = 130,95 \times 0,062 = 8,11 \text{ KN.m}$$

III 1.5.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Pour : $\rho = 0,90 \longrightarrow$ tableau: $\mu_x = 0,0456$; $\mu_y = 0,7834$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad ; \quad q_u = 1,35(0,15 \times 25) + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0456 \times 6,56 \times 1,5^2 = 0,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7834 \times 0,67 = 0,52 \text{ KN.m}$$

- Superposition des moments :

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$M_1 = M_{x1} + M_{x2} = 10,08 + 0,67 = 10,75 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_{y1} + M_{y2} = 6,56 + 0,52 = 7,08 \text{ KN.m}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75) et en appuis par (0,5) pour tenir compte de la continuité des voiles.

III 1.5.3 Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

Sens x-x :

✓ **Aux appuis :** $M_a = 0,15 M_x = 0,5 \times 10,75 = 5,37 \text{ KN.m}$

✓ **En travée :** $M_t = 0,75 M_x = 0,75 \times 10,75 = 8,08 \text{ KN.m}$

Sens y-y:

✓ **Aux appuis :** $M_a = 0,15 M_y = 0,5 \times 7,08 = 3,54 \text{ KN.m}$

✓ **En travée :** $M_t = 0,75 M_y = 0,75 \times 7,08 = 5,31 \text{ KN.m}$

Calcul en flexion simple comme précédente :

❖ Résumé des résultats

Tableau III.31 : Calcul des sections d'acier de la dalle

zone	sens	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée
Sur appuis	x-x	5,37	0,024	0,983	1,40	5HA8
	y-y	3,54	0,019	0,981	1,40	5HA8
En travée	x-x	8,08	0,036	0,985	2,12	5HA8
	y-y	5,31	0,023	0,983	1,68	4HA8

❖ Verification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art : B.7.4/BAEL91) :

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction } (\rho_0 = 0.008\%)$$

En appuis : $A_{min} \geq 0,008 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{3-0,9}{2} = 1,26 \text{ cm}^2$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2 \geq 1,26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{min} \geq 0,008 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{3-0,9}{2} = 1,26 \text{ cm}^2$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,26 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-8.2.42 BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min (2h; 25cm)$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min (3h; 33cm)$

Armatures supérieures : $St = 20cm \leq \min (2h; 25cm) = 25cm.$

Armatures inférieures : $St = (20 ; 25) cm \leq \min (3h; 33cm) = 33cm.$

c) Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0,0045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,0045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 472,5 \text{ KN}$$

Avec : q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1,05+1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 130,95 \leq 472,5 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle : les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$ Donc :

$$\text{Au milieu de } U \text{ on a : } V_u = \frac{P}{2(U+V)} = \frac{90}{2(1,05+1,05)} = 28,57 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{28,57 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,219 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

Schéma ferrailage :

coupe dalle machine

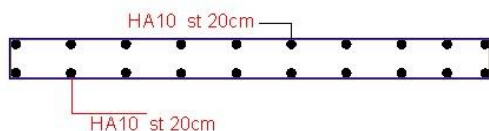
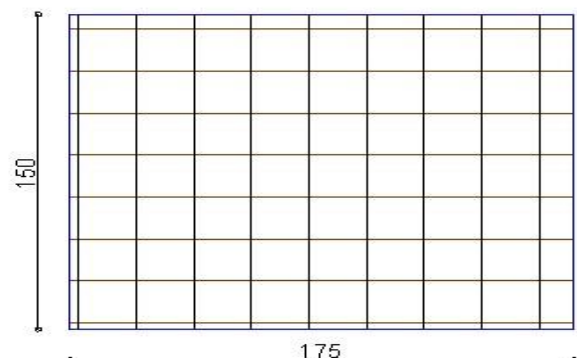


Fig. III.20 : ferrailage dalle machine

dalle machine ep 15



Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

III.1.6 Les escaliers :

Introduction : l'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux, chaque escalier se compose d'un certain nombre de marche, palier et volée

III.1.6.1 Calcul des sollicitations :

❖ **Type 1 :**

$$\alpha = 37,07^\circ$$

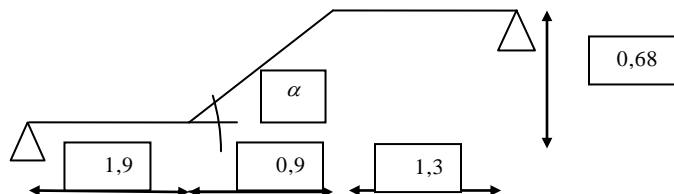


Tableau III.32 : Calcul des sollicitations

Les charges permanentes KN/ml		Les charges d'exploitations kN/ml	ELU	ELS
G volée	8,60	2.5	15,36	11,1
G palier	5,49			

✓ Calcul des sollicitations à l'ELU

- La schéma statique:

Les résultats sont obtenus à partir de programme ROBOT

$$M_{Au} = \text{KN.m}$$

- **Moment on travée AB:**

$$M_{Tu} = 26,69 \text{ KN.m}$$

Supposant qu'on a des semi-encastres telle que :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 * 26,69 = 22,68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_b = 0,5M_0$$

- **Moment sur appuis**

$$M_a = 13,34 \text{ KN.M}$$

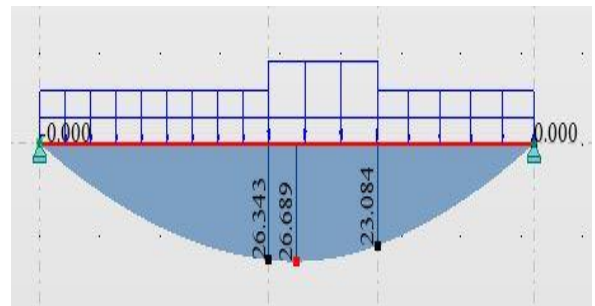


Fig. III.21 : diagramme de moment ELU selon type 1

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

✓ à l'ELS Moment sur appuis A

$$M_{As} = 9.59 \text{ KN.m}$$

- Moment on travée AB

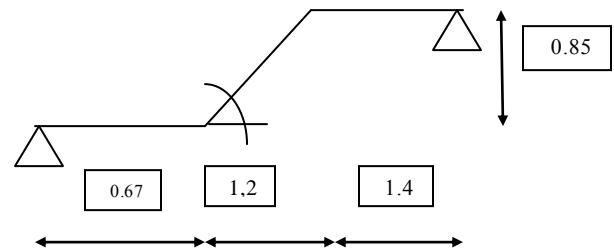
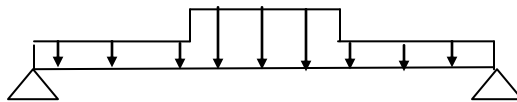
$$M_{Ts} = 16.3 \text{ KN.m}$$

a) **Type 2** :

$$\alpha = 35,31$$

✓ Calcul des sollicitations à l'ELU

Schéma statique



Les résultats sont obtenus à partir de programme ROBOT

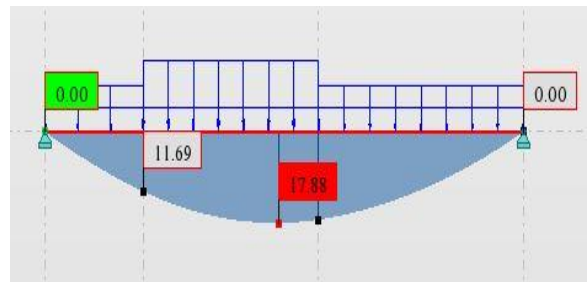


Fig. III.22 : diagramme de moment ELU selon type 2

- Moment on travée AB:

$$M_0 = 17,88 \text{ KN.m}$$

Supposant qu'on a des semi-encastres telle que :

$$M_t = 0, 85 M_0 = 0,85 * 17,88 = 15,19 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_b = 0,5 M_0$$

- Moment sur appuis :

$$M_{Au} = 8,94 \text{ KN.m}$$

✓ à l'ELS Moment sur appuis A

$$M_{As} = 6,43 \text{ KN.m}$$

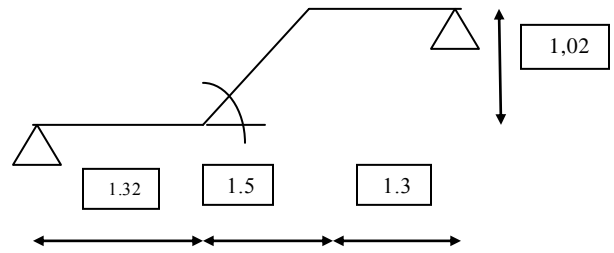
Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- **Moment on travée AB**

$$M_{Ts} = 10,93 \text{ KN.m}$$

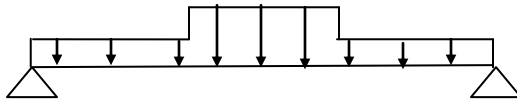
b) **Type 3 :**

$$\alpha = 29,53$$



✓ **Calcul des sollicitations à l'ELU**

Schéma statique :



Les résultats sont obtenus à partir de programme **ROBOT**



Fig. III.23 : diagramme de moment ELU selon type 3

- **Moment on travée AB:**

$$M_{Tu} = 20.19 \text{ KN.m}$$

Supposant qu'on a des semi-encastres telle que :

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 * 20.19 = 17,16 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_b = 0,5 M_o$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{Au} = 10.09 \text{ KN.m}$$

✓ **à l'ELS**

- **Moment sur appuis A**

$$M_{As} = 7,27 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- **Moment on travée AB**

$$M_{Ts} = 12,35 \text{ KN.m}$$

III.1.6.2 Calcul du ferrailage :

Tableau III.33 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Mu (kN.m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A (cm ²)	A' (cm ²)	A adopt (cm ²)
En travée	26,69	0,074	0,33	6.66	0	6HA12= 6,78
En appuis	13,34	0,037	0,33	3,26	0	5HA10= 3,92

- **Vérifications nécessaires**

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{TRAVEE calcul}} > A_{\min} \dots \text{Vérifie}$$

$$A_{\text{APPUIS calcul}} > A_{\min} \dots \text{Vérifie}$$

- **Les armatures de répartition**

Tableau III.34 : Les armatures de répartition

	Arep (cm ²)	on adopte
En travée	6,66/4 = 1,66	4 HA 10 = 3,14 cm ²
En appuis	3,26/4 = 0,815	3 HA10 = 2,36 cm ²

- **Vérification de l'espacement**

Tableau III.35: Vérification de l'espacement des armatures

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=15cm ≤ min[3h=45cm;33cm]	St=25cm ≤ min[3h=45cm;33cm]
En appuis	St=20cm ≤ min[4h=60cm;45cm]	St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u = 25.7 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{25,7 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires

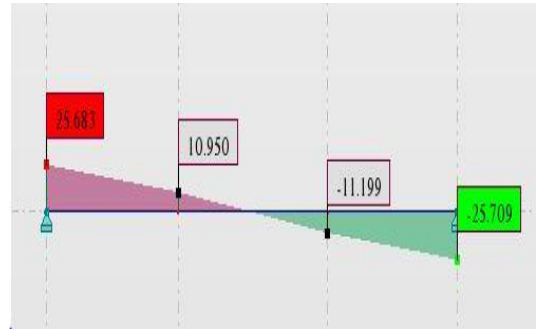


Fig. III.24 : diagramme de l'effort tranchant ELU

- **Vérification à l'E.L.S**

Tableau III.36: Vérification de ELS

	En travées	En appuis
A(cm ²)	6,78	3,92
M _{ser} (kN.m)	16,3	9,59
Y (cm)	b.y ² +30Ay ₁ -30d. A=0 Y ₁ =5,85cm	b.y ² +30Ay ₁ -30d. A=0 Y=4,29cm
I (cm ⁴)	I= $\frac{b.y_1^3}{3} + 15[A.(d-y)^2]$ I=1,05.10 ⁴ cm ⁴	I= $\frac{b.y_1^3}{3} + 15[A.(d-y)^2]$ I=6,12.10 ³ cm ⁴
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$	
σ_b (MPa)	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 9,08$	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6.72$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	cv	cv

- **Vérification de la flèche :** le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$h/L \geq Mt/20M_0 \quad 15/410 = 0,036 \geq 22,67/20.26,68 = 0,042 \dots \text{Cnv}$$

$$A/b_0d \leq 2/f_e \quad 0.005 \leq 2/400 = 0.005 \dots \text{cv}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

$$\text{Il faut avoir : } \Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \bar{f} = \begin{cases} L/500 & \text{Si } L < 5\text{m} \\ 0.5 + L/500 & \text{si } L > 5\text{m} \end{cases}$$

Les flèches dues aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_1 I_{fi}} \text{ avec:}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$Ei = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} ; I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} ; \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} ; \rho = \frac{A}{b.d} ; \mu = \max \left[1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right]$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s.d}$$

Les flèches dues aux charges de longue durée:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \text{ avec:}$$

$$E_v = 1/3 E_i ; I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} ; \lambda_v = 2/5 \lambda_i$$

Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8,23 \text{ cm}$$

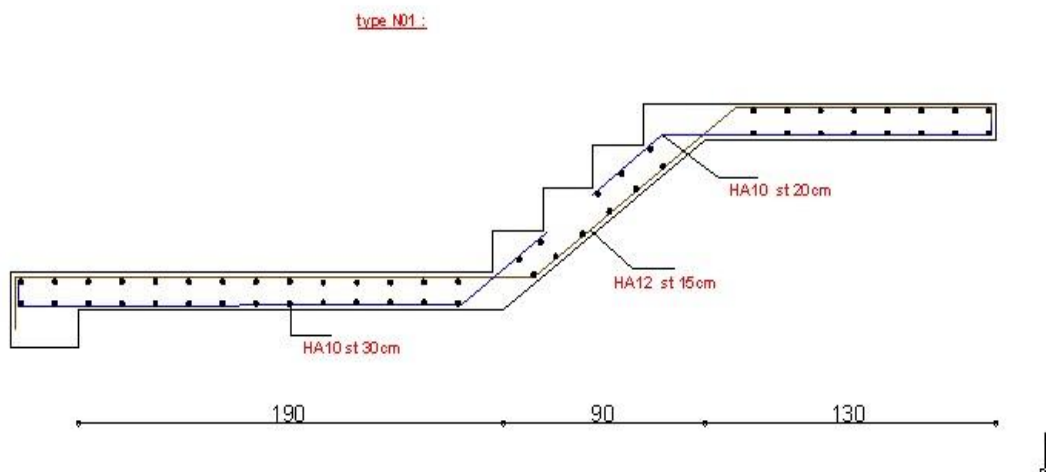
Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = \frac{b.y_1^3}{12} + 15A_s.(h/2-d)^2 + 15A'_s.(h/2-d')^2 \quad I = 1,05.10^4 \text{ cm}^4$$

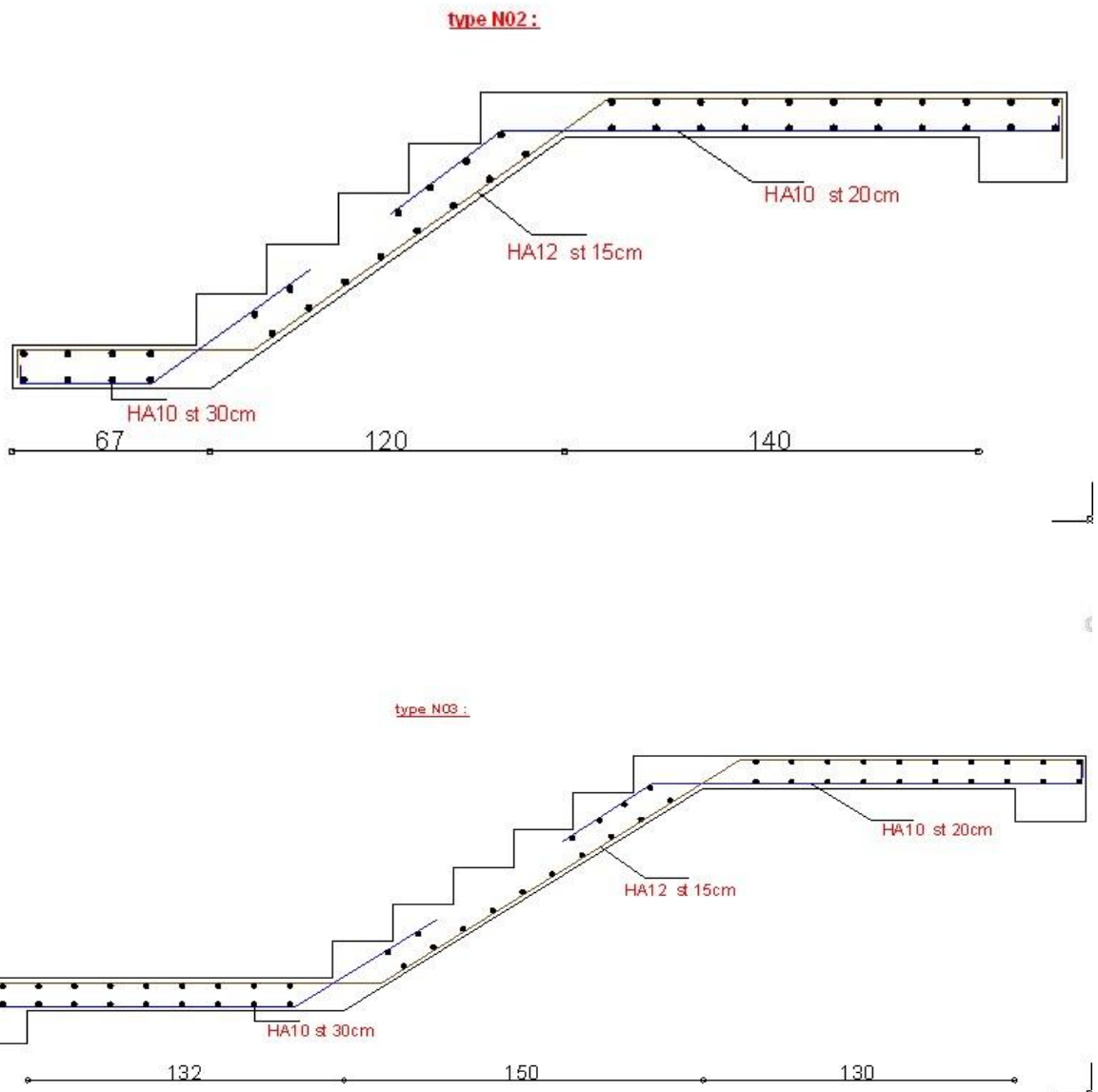
Tableau III .37 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm ²)	M (KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I ₀ (cm ⁴)
6.78	16,3	0,0056	200.34	0,44	8,23	30184.4
I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	ΔF (mm)	F _{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
12529,3	20001.71	16.58	24.35	7,77	8,2	cv

Fig. III.25 : Ferrailage d'escaliers



Chapitre III : calcul des éléments secondaires.



III.1.6.3 Calcul de la poutre brisé : la poutre brisé à pour rôle de supporter le poids d'escalier. Elle a une section ($b \times h$)

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément

Chargée, les charges sont :

- Son poids propre
- Reaction provenant du palier
- Poids de mur

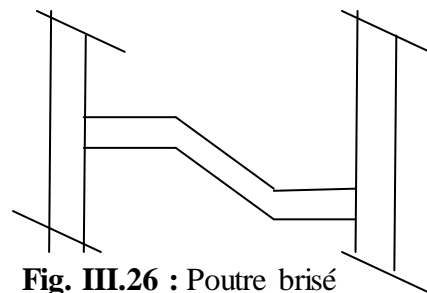


Fig. III.26 : Poutre brisé

a) **Pré dimensionnement** : le pré dimensionnement de la poutre brisé est donné par les formules empiriques suivantes

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad h=30\text{cm} \quad [1]$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad b=30\text{cm}$$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 version 2003 en zone IIa sont:

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

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots \text{cv} \quad [2]$$

$$h/b \leq 4 \dots \text{cv}$$

$$b_{\text{max}} \leq 1,5 + b \dots \text{cv}$$

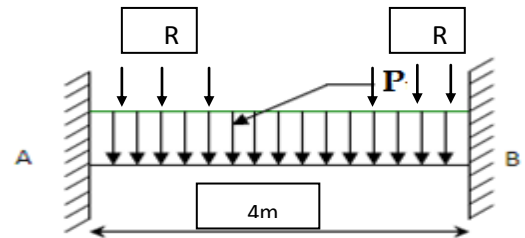


Fig. III.27 : Dimensionnement de la poutre brisé

b) Evaluation des charges

- Poids propre de la poutre:

$$G_{pp1,2} = (0,30 \times 0,30) \times 25 = 2,25 \text{ kN/ml}$$

$$G_{pp3} = (0,30 \times 0,30) \times 25 \cos 29,53 = 1,95 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{mur}} = 1,62 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Réaction d'escalier : } R_u = 22,50 \text{ kN} ; R_{ser} = 16,20 \text{ kN}$$

c) Calcul des efforts

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastree sur les deux appuis, ELU:

$$M_{\text{appui}} = M_A = M_B = 22,17 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = M_A = M_B = 7,31 \text{ kN.m}$$

ELS:

$$M_{\text{appui}} = M_A = M_B = 16,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = M_A = M_B = 5,42 \text{ kN.m}$$

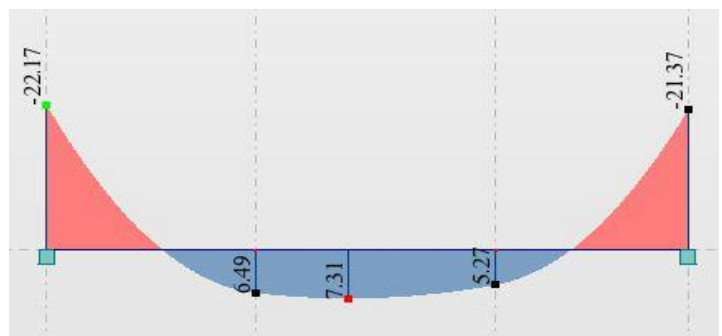


Fig.III. 28 : diagramme de moment

d) Ferrailage de la poutre brisé

- Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Tableau III.38 : Calcul des sections d'acier de poutre brisé

	M _u (kN.m)	μ _{bu}	μ _{lu}	A'cm	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
En travée	7,31	0,014	0,33	0	0,55	1,26	3HA 14= 4.62
En appuis	22,17	0.045	0,33	0	1,82	1,26	3HA 14= 4.62

- Armatures transversales:**

Suivant l'article A .5.22 des règle BAEL91:

$$\phi_t \leq \min\{ h/35; b_0/10; \phi \} ; \phi_t \leq \min\{ h/35; b_0/10; \phi \} \leq \min \{ 8,57; 30; 14 \} \text{ (mm)}$$

on prend : $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 50,24 \text{ mm}^2$

at : section d'une barre; nt: nombre des barres at=0,50 cm² et nt=4

$$A_t = a_t \times n_t = 2 \text{ cm}^2. \quad , A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 40\text{cm} \} ; S_t \leq \min \{ 0,9.27 ; 40\text{cm} \} ; S_t \leq \min \{ 24.3 ; 40\text{cm} \}$$

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

- Vérification :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{41,26 \times 10}{30 * 27} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$0,9A_t \cdot f_e / b \cdot S_t \geq (\tau_u - 0,3f_{t28}) \iff 1,61 \geq 0,13 \text{cv}$$

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / 0,4b = 67 \text{ cmcv}$$

- vérification vis- à-vis (RPA/version2003-Art 7.5.2.2)**

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b \iff A_t \geq 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ RPA}} = 1,35 \text{ cm}^2$$

o Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (b/4; 12 \phi)$

$$S_t \leq \min (30/4; 12 * 1,4) \iff S_t \leq 7,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 7,5 \times 30 = 0,675 \text{ cm}^2$$

o Dans la zone courante: $S' \leq h/2 = 30/2 : S' \leq 15 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S' = 15 \text{ cm} ; A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

- Vérification au cisaillement: (C.B.A93 art a 5.1.2.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{41,26 \times 10}{30 \times 27} = 0,5 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa.. cv}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- **Vérification a ELS:**

Tableau III.39 : Vérification a ELS

	En travées	En appuis
M _{ser} (kN.m)	5,42	16,42
Y (cm)	b.y ² +30Ay ₁ -30d. A=0 Y ₁ =11,38cm	b.y ² +30Ay ₁ -30d. A=0 Y=9,10cm
I (cm ⁴)	I= $\frac{b.y_1^3}{3} + 15[A.(d-y)^2]$ I=4,5.10 ⁴ cm ⁴	I= $\frac{b.y^3}{3} + 15[A.(d-y)^2]$ I=2,97.10 ⁴ cm ⁴
$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\sigma_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$	
σ_b (mpa)	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 11,09$	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 7.91$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	cv	cv

- **Vérification de la flèche : (C.B.A 93)**

$$h/l \geq 1/16 \iff 0.3/4 = 0,075 \geq 0,0625 \dots\dots cv$$

$$h/l \geq Mt/10M_0 \iff 0,075 \geq 5.42/10.16,42 = 0,033 \dots cv$$

$$A/bd \leq 4,2/f_e \iff 4,62/30 \cdot 27 = 0,005 \leq 0,0105 \dots cv$$

e) Calcul a la torsion:

$$\tau_t = \frac{M_{tmax}}{2\Omega b_0}$$

Ω: l'aire du contour tracé à mi épaisseur de la paroi fictive:

$$\Omega = (h-e)(b-e) \text{ telque } e = b/6 = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (30-5)(30-5) = 625\text{cm}^2$$

$$\text{Le couple de torsion est : } C = Vu \times 0,1 \iff C = 41,26 \times 0,1 = 4,13\text{KN.m/ml}$$

$$\text{-donc le moment de torsion est : } Mt = C.L/2 \iff Mt = 4,13 \times 4/2 = 8,26$$

$$\tau_t = \frac{8,26}{2 \times 625 \cdot 10^{-4} \times 0,3} = 220,26 \text{ KN/m}^2 = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{41,26 \times 10}{30 \times 27} = 0,5\text{MPa}$$

- **Vérification de contraintes tangentielles:**

$$\bar{\tau}_{tor} = \min \left\{ 0,2f_e/\gamma_s ; 5\text{MPa} \right\} \iff \bar{\tau}_{tor} = 3,33\text{MPa}$$

Il faut vérifiée l'expression :

$$\bar{\tau}_{tor}^2 \geq \tau_t^2 + \tau_u^2 \quad 3,33 \geq 0,22 + 0,5 = 0,72 \text{ MPa vérifiée}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- **Détermination des armateurs de torsion:**

- ✓ **Armateurs longitudinale**

$$\frac{A_l \times f_e}{U \times \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2\Omega} \quad A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{f_e \times 2\Omega} \quad \text{telque } U: \text{le périmètre de la surface } \Omega \text{ délimitée par la fibre}$$

Description moyenne $U = 2[(b-e) + (h-e)] = 100 \text{ cm}$

$$A_l = \frac{8,26 \times 100 \times 1,15 \times 10^3}{400 \times 2 \times 625} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Description des barres: on adopte pour les armateurs longitudinaux de torsion:

3HA12 avec $A_s^t = 3,39 \text{ cm}^2$

- ✓ **Armateurs transversales :**

Selon la même règle on à: $\frac{A_t^T \cdot f_{et}}{S_t \gamma_s} = \frac{M_t}{2\Omega} \Leftrightarrow A_t^T = \frac{M_t \cdot S_t \gamma_s}{f_{et} \cdot 2\Omega} = 0,48 \text{ cm}^2$

f) Ferrailage totale :

La poutre brisée, on doit superposer deux ferrailages de flexion et de torsion:

- ✓ **Armatures longitudinales :**

En travée : $A_s^{\text{travée}} = A_s^{\text{flexion}} + A_s^{\text{torsion}} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$

Sur appuis: $A_s^{\text{appui}} = A_s^{\text{flexion}} + A_s^{\text{torsion}} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$

- ✓ **Armatures transversales:**

$$A_t^{\text{appui}} = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}} = 2,01 + 0,48 = 2,49 \text{ cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales 5HA8 avec $A_t = 2,51 \text{ cm}^2$, un cadre et un épingle de 8mm

Schéma de ferrailage :

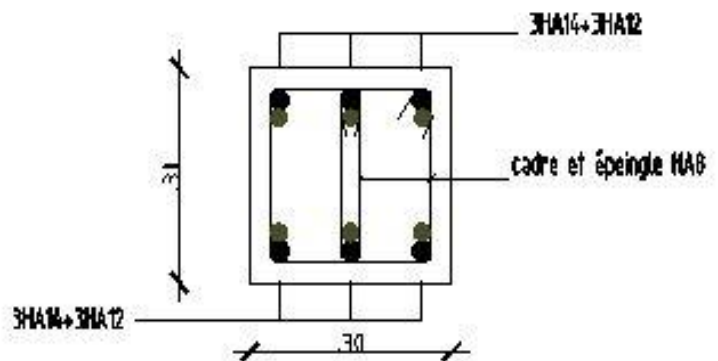


Fig.III. 29 : ferrailage de poutre brisée

chapitre IV:

Étude dynamique

Chapitre IV : étude dynamique.

Introduction

Un séisme ou tremblement de terre correspondant à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Une approche pour l'étude de ce phénomène consiste à considérer que les roches se comportent comme des matériaux élastiques et que les séismes sont produits par relaxation brusque de contraintes lors du glissement suivant un plan de faille.

IV.1) Le phénomène physique : les séismes majeurs sont liés à l'existence de mouvements tectoniques globaux continuellement en action qui soulèvent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques à la surface de la terre. Ces mouvements affectent une quinzaine de « plaques » sphéroïdales et engendrent des contraintes sur la ligne de contact des plaques. Lorsque ces contraintes deviennent trop élevées et supérieures à la « résistance au frottement » une rupture se produit : c'est un tremblement de terre, à la suite duquel un nouvel état provisoire de stabilité est réalisé.

Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde à plus ou moins haut risque sismique, suivant qu'elles sont plus ou moins proches des zones de jonction des « plaques »

IV.2) Objectifs de l'étude dynamique : l'étude dynamique de notre structure est pour l'objectif de détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3) Modélisation mathématique : la modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Les différentes méthodes du calcul sismique :

Chapitre IV : étude dynamique.

Le calcul et l'évaluation des forces sismiques peut se faire suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse par accélérogramme.

Ces trois dernières méthodes ayant des conditions d'application

IV.3.1 La méthode statique équivalente

Cette méthode a plusieurs conditions à satisfaire qui sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié satisfait les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus ou égale à 65m en zone I et II, et à 30m en zone III

La hauteur de notre bâtiment = 34m < 65m **condition vérifier**

-La régularité en plan et élévation : pour vérifier cette condition on fait référence au **chapitre III paragraphes 3.5 du RPA99.v2003**

A. Régularité en plan

-le bâtiment doit présenter une configuration sensible symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses **condition vérifier**

- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de la rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. Pour déterminer les excentricités on utilise le logiciel ROBOT2011

La forme de bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égale 4, figure suivante :

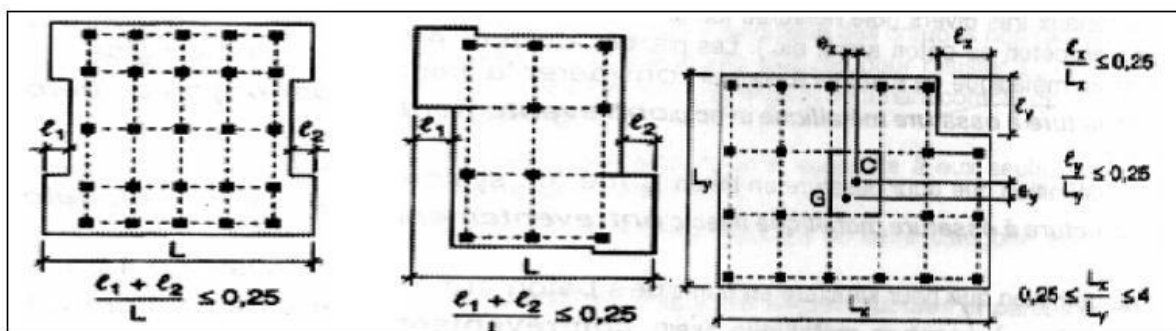


Fig. IV .1 : Limite des décrochements en plan

Chapitre IV : étude dynamique.

Pour notre structure :

$$29.2/16,8=1,73 < 4 \quad \text{condition vérifié}$$

-la somme des dimensions des parties restantes en saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder de la 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Condition vérifié

-Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle de contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure a 15% de celle de ce dernier.

La surface de l'ouverture : $S=16,14\text{m}^2$; La surface totale de plancher : $S=395,01\text{m}^2$

$$16,14 < 0,15 \times 395,01 = 59,25\text{m}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

B. Régularité en élévation

-Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. **Condition vérifié**

-Aussi bien la raideur. Que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au somme du bâtiment (Changement brusque de la masse au niveau de 4eme étage). **Condition vérifié**

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcule et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension **condition vérifié**

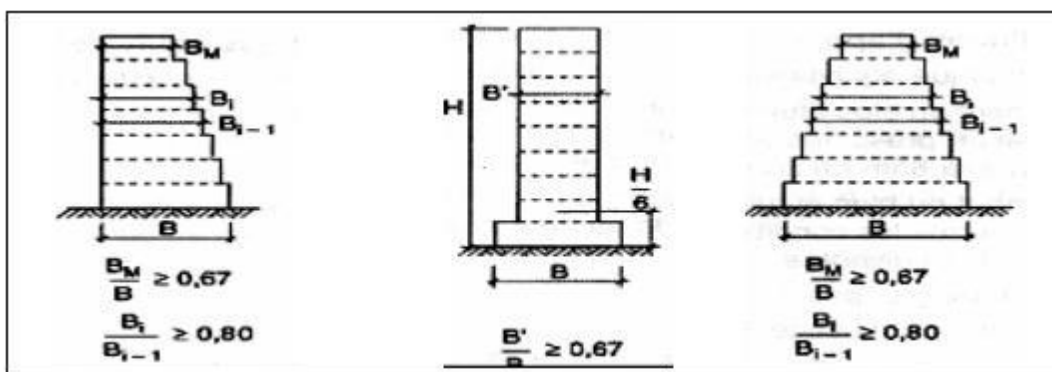


Fig. IV .2 : Limite des décrochements en élévation

Chapitre IV : étude dynamique.

Une fois toutes ces vérifications faites, d'après le **RPA99.v2003** :

-Un bâtiment est classé régulier en plans si tous les critères de régularité en plan sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

Dans notre cas cette **condition satisfaite**.

-Un bâtiment est classé régulier en élévation si les critères de régularité en élévation sont respectés. Par contre, il classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères (condition) n'est pas satisfait. **Condition satisfaite**

Comme les conditions de régularité en plan sont toutes satisfaites donc notre **bâtiment régulier**

le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncé, la condition complémentaire suivante :

Zone I : Tous groupes

Zone IIa : 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 IIb et 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.

IV .3.2 Méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres. Elle comporte les étapes suivantes :
- Etablissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

Chapitre IV : étude dynamique.

IV .3.2 .1 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

ξ : pourcentage d'amortissement critique

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement global de la structure (Mixte portiques/voiles avec interaction=5)

Conclusion : On voit bien que certaines conditions d'application de la méthode statique équivalente sont toutes satisfaites, donc on utilise la méthode **équivalente statique**.

-La zone sismique : Selon le tableau de l'annexe 1 fournie avec le RPA99.v2003, Bourdj bouaarig est classé dans la zone (IIa).

-Le groupe d'usage : selon le même règlement ; cet ouvrage est classé dans la catégorie groupe2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne)

La catégorie du site : La catégorie du site est classée selon la capacité portante du sol, pour notre projet il est considéré comme *sol ferme*, ce qui fait qu'il appartient la catégorie **S2**

-La période caractéristique : tableau (4.7) RPA99

T₁=0,15s ; T₂=0,40s

- Calcule de la force totale sismique :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} . W \\ V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} . W \end{cases}$$

Chapitre IV : étude dynamique.

A: Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, donc pour notre ouvrage la zone sismique est Zone **IIa** et le groupe d'usage est **1A** alors **A=0,15**

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

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

$T_2=0,50s$ tableau 4.7 (avec **site S2**)

η η : Facteur de correction d'amortissement en fonction de ξ

$\xi = 7\%$ tableau 4.2 (avec structure portique de remplissage dense) $\Rightarrow \eta = \sqrt{7}/(2 + \xi) = 0,88 \geq 0,7$

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule empirique :

$$T = \min(0,09 h_N / \sqrt{D} ; C_T \cdot h_N^{3/4})$$

Avec h_N : c'est la hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)

Dans notre cas : $h_N=34m$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du même règlement.

Dans notre cas on a contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé donc $C_T=0,05$

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

Dans notre cas on a :

$$D_x = 29.2 \text{ m}$$

$$D_y = 16.8 \text{ m}$$

$$1/ T_x = T_y = 0,05 \times (34)^{3/4} = 0.7s$$

$$2/ \begin{cases} T_x = 0,09 \times 34 / \sqrt{29,2} = 0.56s > T_2 = 0,40 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times 34 / \sqrt{16,8} = 0.74s > T_2 > 0,40 \text{ s} \end{cases}$$

Chapitre IV : étude dynamique.

Donc les valeurs qu'on a prend sont : $T_x=0.56s$; $T_y=0.7s$

Donc le facteur d'amplification dynamique sera calculé suivant la formule $D=2,5\eta(T_2/T)^{2/3}$

$$D_x= 1,76 \quad D_y=1,52$$

-Le facteur de qualité Q

Tableau IV.1 : détermination du facteur de qualité Q

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	obs	valeur	obs	valeur
Condition minimales sur les files de contreventement Redondance en plan	oui	0	oui	0
	oui	0	oui	0
Régularité en plan	oui	0	oui	0
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1	non	0.1
La Somme	0.15		0.15	
Q=1+Σ P	Qx	Qy	1.15	

IV.4) Logiciel d'analyse "Robot Analyse structure" :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone IIa dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion....). La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul.

L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée. Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ROBOT version 2011.

IV.4.1 Présentation du programme ROBOT2011 : ROBOT2011 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) ; Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

Chapitre IV : étude dynamique.

IV.4.2 Modélisation de la structure : dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

IV.4.3 Etapes de modélisation : les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments «Frame » Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i », Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 », Les voiles sont représentés par des éléments coques« Shell » à quatre nœuds, Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme, Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans, La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré, Pour tous les éléments non modélisés , leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

IV.5) Choix des dispositions de voiles à étudier:

Afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau. Par conséquent nous allons opter pour des dispositions de voiles symétriques de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de **translations pures** suivant les deux directions principales de la structure.

IV.5.1 Etude de la variante 1 :

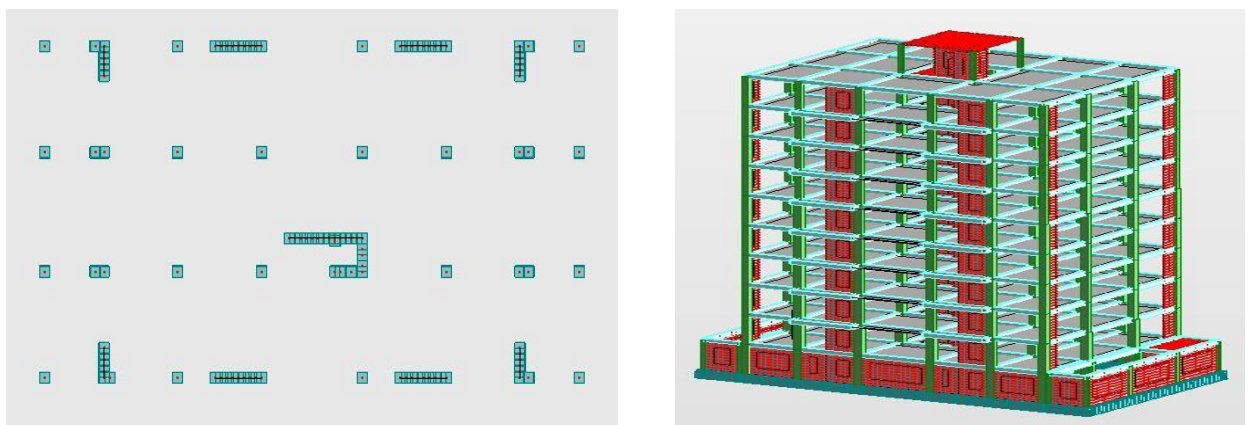


Fig. IV.3: Configuration en plan et en élévation variante 1

Chapitre IV : étude dynamique.

IV.5.1.1 Vérification du comportement dynamique :

Tableau IV.2: Modes propres de la structure.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,01	0,99	1,06	72,93	1,06	72,93
2	1,27	0,79	1,07	72,93	0,01	0,00
3	1,30	0,77	67,59	74,05	66,52	1,12
4	1,48	0,68	67,59	74,60	0,00	0,55
5	2,28	0,44	67,59	74,60	0,00	0,00
6	2,55	0,39	67,63	74,62	0,04	0,02
7	3,08	0,32	68,13	78,51	0,50	3,89
8	3,44	0,29	68,14	87,23	0,01	8,72
9	3,97	0,25	68,14	87,25	0,00	0,02
10	4,81	0,21	81,56	87,44	13,42	0,19
11	5,11	0,20	81,67	87,58	0,11	0,14
12	5,81	0,17	81,67	87,58	0,00	0,00
13	6,54	0,15	81,69	92,37	0,02	4,80
14	6,97	0,14	81,69	92,37	0,00	0,00
15	7,48	0,13	81,79	92,38	0,11	0,00

IV.5. 1.2 Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction xx : 15modes (81.79% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 15modes (92.38% de la masse sismique de la structure)

IV.5. 1.2.1 Vérification l'excentricité :

a-Centre de torsion : le centre de torsion est repère dans le même système d'axe choisi, il défini par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} \quad ; \quad Y_t = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

X_i : l'abscisse du centre de torsion

Y_i : l'abscisse du centre de torsion

Chapitre IV : étude dynamique.

x_i : l'abscisse du centre de gravité de l'élément

y_i : l'abscisse du centre de gravité de l'élément

I_{xi} : moment d'inertie par rapport l'axe (ox)

I_{yi} : moment d'inertie par rapport l'axe (oy)

b- centre de masse : pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} ; Y_m = \frac{\sum W_i y_i}{\sum W_i}$$

Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types excentricité :

- excentricité théorique

- excentricité accidentelle

- **excentricité théorique** : C'est la distance entre centre de gravité et centre de rigidité

$$e_{xt} = X_m - X_t ; e_{yt} = Y_m - Y_t$$

- **excentricité accidentelle** : (RPA 99 version 2003 Art 4.2.7) Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

$$e_{xt} < e_{xa} = (5\% L_{x \max}) ; L_x = 29.2\text{m (s sol)} ; L_x = 22.7\text{m (d'autre niveau)}$$

$$e_{yt} < e_{ya} = (5\% L_{y \max}) ; L_y = 17.1\text{m (s sol)} ; L_y = 17.1\text{m (d'autre niveau)}$$

Chapitre IV : étude dynamique.

Les résultats de centre de masse et centre de rigidité regroupé sur le tableau suivant :

Tableau IV.3: Les résultats de centre de masse et centre de rigidité

Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 m	ey1 [m]	Vérfiée
Etage 1	285240,72	14,61 8,55 -0,61	14,62 8,21 -1,15	0,08	0,53	1,46	0,83	ok
Etage 2	308730,40	14,67 8,32 2,93	15,17 7,68 2,41	0,61	0,68	1,14	0,94	ok
Etage 3	306470,65	14,67 8,32 6,37	15,21 7,67 5,85	0,65	0,69	1,14	0,94	ok
Etage 4	306470,65	14,67 8,32 9,77	15,21 7,67 9,25	0,65	0,69	1,14	0,94	ok
Etage 5	306470,65	14,67 8,32 13,17	15,21 7,67 12,65	0,65	0,69	1,14	0,94	ok
Etage 6	306470,65	14,67 8,32 16,57	15,21 7,67 16,05	0,65	0,69	1,14	0,94	ok
Etage 7	306470,65	14,67 8,32 20,00	15,25 7,66 19,49	0,69	0,70	1,14	0,94	ok
Etage 8	306470,65	14,67 8,32 23,40	15,25 7,66 22,89	0,69	0,70	1,14	0,94	ok
Etage 9	306470,65	14,67 8,32 26,80	15,25 7,66 26,29	0,69	0,70	1,14	0,94	ok
Etage 10	367205,38	14,65 8,31 30,24	15,25 7,66 29,67	0,67	0,69	1,14	0,83	ok
la soome de masse	3106471,05							

IV.5.1.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 : la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA 2003):

Tableau IV.4: résultat de force sismique

A	D x	Dy	Q x,y	R	W(kN)	Vmse	0.8Vmse	Vdyn	0.8Vmse<Vdyn
0.15	1.76		1.15	5	31064,71	1886.24	1508.9	1315,06	CNV
0.15		1.52	1.15	5	31064,71	1629,03	1303.22	1231,66	CNV

IV.5.1.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 : les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3.4cm).

Chapitre IV : étude dynamique.

Tableau IV.5: Déplacements inter-étages

Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	1.0% de hauteur d'étage (cm)	Vérifiée
1	0,0	0,0	0,0	0,0	3.4	ok
2	0,1	0,2	0,1	0,2	3.4	ok
3	0,2	0,4	0,1	0,2	3.4	ok
4	0,3	0,6	0,1	0,2	3.4	ok
5	0,5	0,8	0,2	0,2	3.4	ok
6	0,7	1,0	0,2	0,2	3.4	ok
7	0,8	1,2	0,2	0,2	3.4	ok
8	1,0	1,4	0,1	0,2	3.4	ok
9	1,1	1,5	0,1	0,1	3.4	ok
10	1,2	1,7	0,1	0,1	3.4	ok

IV.5.1.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P-Δ): les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10$$

Tableau IV.6: Effets P-Δ

Etage	P(KN)	Sens x-x			
		Δ K (cm)	V K ×H K	θX	θX≤0.1
10	3672.05	0,1	153.365 × 3.4	0.007	cv
9	6736.75	0,1	166.276 × 3.4	0.011	cv
8	9800.82	0,1	184.5 × 3.4	0.015	cv
7	12864.8	0,2	196.973 × 3.4	0.038	cv
6	15928.9	0,2	228.35 × 3.4	0.04	cv
5	18993.03	0,2	235.029 × 3.4	0.047	cv
4	22057.1	0,1	230.031 × 3.4	0.028	cv
3	25121.17	0,1	222.201 × 3.4	0.03	cv
2	28208.47	0,1	238.528 × 3.4	0.034	cv
1	31060.87	0	170.279 × 3.4	0.00	cv

Chapitre IV : étude dynamique.

IV.5.2 Etude de la variante 2 :

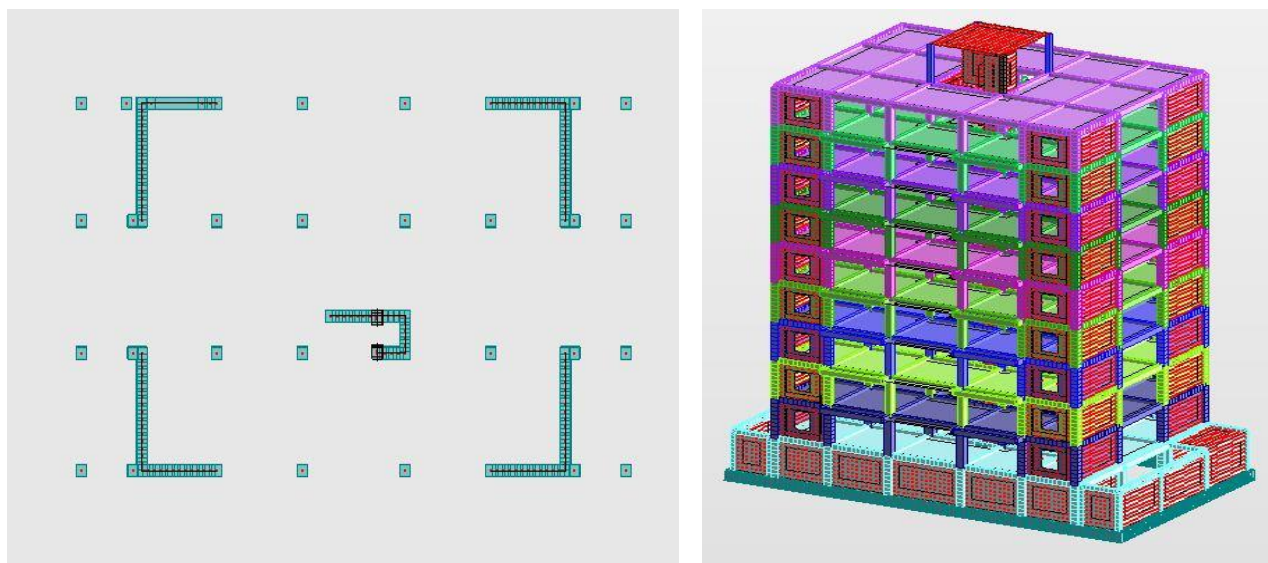


Fig. IV.4 : Configuration en plan et en élévation variante 2

IV.5.2.1 Vérification du comportement dynamique :

Tableau IV.7 : Modes propres de la structure.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,28	0,68	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,65	0,61	64,82	0,36	64,82	0,36
3	1,94	0,52	65,22	66,91	0,40	66,55
4	2,29	0,44	65,22	66,91	0,00	0,00
5	2,56	0,39	65,26	66,91	0,04	0,00
6	3,20	0,31	65,63	67,46	0,37	0,55
7	3,29	0,30	65,69	67,49	0,06	0,02
8	3,99	0,25	65,69	67,49	0,00	0,01
9	5,83	0,17	65,69	67,49	0,00	0,00
10	6,90	0,14	82,79	67,50	17,09	0,01
11	7,03	0,14	82,79	67,50	0,00	0,00
12	7,51	0,13	82,79	67,94	0,00	0,43
13	8,22	0,12	82,81	86,14	0,02	18,20
14	9,62	0,10	82,81	86,26	0,00	0,12
15	9,76	0,10	82,81	86,38	0,00	0,12

Chapitre IV : étude dynamique.

IV.5.2.2 Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction xx : 15modes (82.81% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 15modes (86.38% de la masse sismique de la structure)

IV.5.2.2.1 Vérification l'excentricité : même règle : Les résultats de centre de masse et centre de rigidité regroupé sur le tableau suivant :

Tableau IV. 8: Les résultats de centre de masse et centre de rigidité

Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]	Vérifiée
Etage 1	285218,68	14,57 8,51 -0,66	14,61 8,11 -1,20	0,07	0,64	1,46	0,83	ok
Etage 2	308752,14	14,63 8,32 2,85	14,62 7,62 2,30	0,06	0,74	1,14	0,94	ok
Etage 3	306364,61	14,63 8,32 6,29	14,62 7,61 5,73	0,05	0,76	1,14	0,94	ok
Etage 4	306364,61	14,63 8,32 9,69	14,62 7,61 9,13	0,05	0,76	1,14	0,94	ok
Etage 5	306364,61	14,63 8,32 13,09	14,62 7,61 12,53	0,05	0,76	1,14	0,94	ok
Etage 6	306364,61	14,63 8,32 16,49	14,62 7,61 15,93	0,05	0,76	1,14	0,94	ok
Etage 7	306364,61	14,64 8,32 19,91	14,62 7,60 19,36	0,05	0,76	1,14	0,94	ok
Etage 8	306364,61	14,64 8,32 23,31	14,62 7,60 22,76	0,05	0,76	1,14	0,94	ok
Etage 9	306364,61	14,64 8,32 26,71	14,62 7,60 26,16	0,05	0,76	1,14	0,94	ok
Etage 10	367099,34	14,62 8,32 30,16	14,62 7,60 29,55	0,04	0,76	1,14	0,83	ok
la somme de masse	3105622,43							

IV.5.2.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 : la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA 2003):

Chapitre IV : étude dynamique.

Tableau IV.9: résultat de force sismique

A	D x	Dy	Q x,y	R	W	Vmse	0.8Vmse	Vdyn	0.8Vmes<Vdyn
0.15	1.76		1.15	5	31056,22	1885,43	1508,3	1510,3	cv
0.15		1.52	1.15	5	31056,22	1628,58	1302.8	1745,7	cv

IV.5.2.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 : les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3.4cm).

Tableau IV.10: Déplacements inter-étages

Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	1.0% de hauteur d'étage (cm)	Vérifiée
1	0,0	0,0	0,0	0,0	3.4	ok
2	0,1	0,0	0,1	0,0	3.4	ok
3	0,2	0,0	0,1	0,0	3.4	ok
4	0,3	0,0	0,1	0,0	3.4	ok
5	0,4	0,1	0,1	0,0	3.4	ok
6	0,5	0,1	0,1	0,0	3.4	ok
7	0,6	0,1	0,1	0,0	3.4	ok
8	0,8	0,2	0,1	0,0	3.4	ok
9	0,9	0,2	0,1	0,0	3.4	ok
10	1,0	0,2	0,1	0,0	3.4	ok

IV.5.2.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P-Δ): les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10$$

Tableau IV.11 Vérification des effets P-Δ.

Etage	P(KN)	Sens x-x			
		Δ K (m)	V K ×H K	θX	θX ≤ 0.1
terrasse	3670.99	0.001	161.53× 3.4	0.006	cv
9	6734.63	0,001	158.09× 3.4	0.012	cv
8	9798.27	0,001	152.38× 3.4	0.018	cv
7	12861.91	0,001	141.07× 3.4	0.02	cv
6	15925.55	0,001	144.73× 3.4	0.032	cv
5	18989.19	0,001	129.81× 3.4	0.04	cv
4	22052.83	0,001	107.67× 3.4	0.049	cv
3	6127.28	0,001	89.62× 3.4	0.02	cv
2	9214.8	0,001	112.24× 3.4	0.02	cv
1	12066.98	0,0	99.34× 3.4	0	cv

Chapitre IV : étude dynamique.

IV.5.3 Etude de la variante 3 :

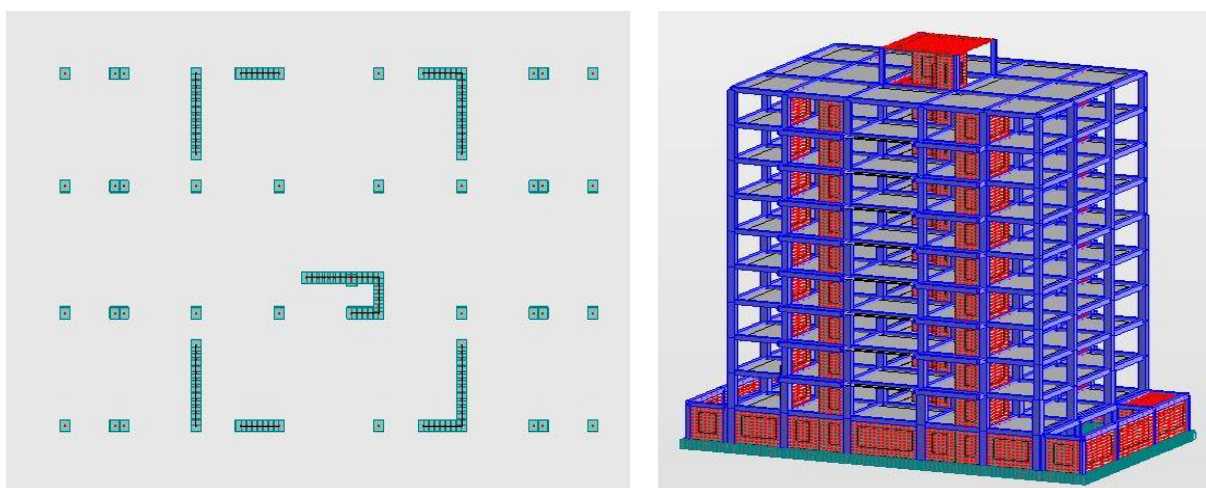


Fig. IV.5 : Configuration en plan et en élévation variante 3

IV.5.3.1 Vérification du comportement dynamique :

Tableau IV.12: Modes propres de la structure.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,24	0,81	67,23	0,88	67,23	0,88
2	1,27	0,79	67,24	0,88	0,01	0,00
3	1,49	0,67	68,14	63,95	0,89	63,07
4	1,79	0,56	68,14	69,18	0,01	5,23
5	2,28	0,44	68,15	69,18	0,00	0,00
6	2,55	0,39	68,18	69,18	0,04	0,00
7	3,18	0,31	68,71	69,55	0,53	0,37
8	3,98	0,25	68,72	69,56	0,01	0,01
9	4,54	0,22	81,76	69,59	13,04	0,03
10	5,58	0,18	81,83	84,12	0,08	14,52
11	5,82	0,17	81,83	84,12	0,00	0,00
12	6,74	0,15	81,83	86,49	0,00	2,38
13	7,00	0,14	81,83	86,50	0,00	0,00
14	7,49	0,13	81,96	86,51	0,13	0,02
15	9,06	0,11	86,36	86,54	4,39	0,03

IV.5.3.2. Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Chapitre IV : étude dynamique.

Direction xx : 15modes (86.36% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 15modes (86.54% de la masse sismique de la structure)

IV.5.3.2.1 Vérification l'excentricité même règle : Les résultats de centre de masse et centre de rigidité regroupé sur le tableau suivant :

Tableaux IV.13: Les résultats de centre de masse et centre de rigidité

Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ey1 [m]	ey2 [m]	Vérifiée
Etage 1	285240,72	14,61 8,55 -0,63	14,61 8,21 -1,17	0,00	0,34	1,46	0,83	ok
Etage 2	308730,40	14,66 8,32 2,90	14,66 7,53 2,36	0,00	0,79	1,14	0,94	ok
Etage 3	306470,58	14,66 8,32 6,34	14,66 7,52 5,80	0,00	0,80	1,14	0,94	ok
Etage 4	306470,58	14,66 8,32 9,74	14,66 7,52 9,20	0,00	0,80	1,14	0,94	ok
Etage 5	306470,58	14,66 8,32 13,14	14,66 7,52 12,60	0,00	0,80	1,14	0,94	ok
Etage 6	306470,58	14,66 8,32 16,54	14,66 7,52 16,00	0,00	0,80	1,14	0,94	ok
Etage 7	306470,58	14,67 8,32 19,96	14,66 7,51 19,44	0,01	0,81	1,14	0,94	ok
Etage 8	306470,58	14,67 8,32 23,36	14,66 7,51 22,84	0,01	0,81	1,14	0,94	ok
Etage 9	306470,58	14,67 8,32 26,76	14,66 7,51 26,24	0,01	0,81	1,14	0,94	ok
Etage 10	367205,32	14,65 8,31 30,21	14,66 7,51 29,62	0,01	0,81	1,14	0,83	ok
la somme de masse	3106470,5							

IV.5.3.3 Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 : la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA 2003):

Tableau IV.14 : résultat de force sismique

A	D x	Dy	Q x,y	R	W	Vmse	0.8Vmse	Vdyn	0.8Vmse<Vdyn
0.15	1.76		1.15	5	31064,71	1886.24	1508,9	1267	CNV
0.15		1.52	1.15	5	31064,71	1629.03	1303,22	1445	CV

Chapitre IV : étude dynamique.

IV.5.3.4 Vérification Art 5.10 RPA 2003 : les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3.4cm).

Tableau IV.15: Déplacements inter-étages

Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	1.0% de hauteur d'étage (cm)	Vérifiée
1	0,0	0,0	0,0	0,0	3.4	ok
2	0,1	0,0	0,1	0,1	3.4	ok
3	0,2	0,1	0,1	0,1	3.4	ok
4	0,4	0,1	0,2	0,1	3.4	ok
5	0,5	0,1	0,2	0,1	3.4	ok
6	0,7	0,2	0,2	0,1	3.4	ok
7	0,9	0,2	0,2	0,1	3.4	ok
8	1,0	0,3	0,2	0,1	3.4	ok
9	1,2	0,3	0,1	0,1	3.4	ok
10	1,3	0,4	0,1	0,1	3.4	ok

IV.5.3.5 Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P-Δ): les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10$$

Tableau IV.16: Vérification des effets P-Δ.

Etage	P(KN)	Sens x-x			
		Δ K (m)	V K ×H K	θX	θX ≤ 0.1
10	3672.05	0.001	148.30 × 3.4	0.007	cv
9	6736.75	0,001	146.83 × 3.4	0.013	cv
8	9801.45	0.002	145.36 × 3.4	0.039	cv
7	12866.15	0,002	138.98 × 3.4	0.054	cv
6	15930.85	0,002	146.43 × 3.4	0.063	cv
5	18995.55	0,002	135.14 × 3.4	0.082	cv

Chapitre IV : étude dynamique.

4	22059.25	0,002	115.48× 3.4	0.100	cv
3	25124.95	0,001	99.18× 3.4	0.07	cv
2	28212.25	0,001	118.41× 3.4	0.07	cv
1	31064.65	0,0	101.69× 3.4	0	cv

IV.4) Interprétation des résultats :

IV.4.1 Déplacements inter-étages maximal (Δx): on obtient les déplacements inter-étages de chacune des cinq variantes étudiées, les déplacements relatifs maximal sont mis sous forme d'histogrammes

Tableau IV.17 Déplacements inter-étages maximal (Δx):

variante	Vx	Vy	Δx (cm)	Δy (cm)
1	1886.24	1629,03	0.9	0.9
2	1885,73	1628.58	0.9	0.2
3	1886.24	1629.03	1.4	0.3

IV.4.2 L'Effort maximal (P- Δ): On obtient l'effet maximal (P- Δ) de chacune des variantes étudiées, les déplacements relatifs maximaux sont mis sous forme d'histogrammes

Tableau IV.18 : L'Effet maximal (P- Δ)

variante	Vx	Δx (cm)
1	1886.24	0.047
2	1885,73	0.049
3	1886.24	0.100

IV.4.3 Le période maximale : la période propre de vibration des structures est la durée en seconde d'un cycle d'oscillations libres et la fréquence exprime le nombre de cycles d'oscillation par seconde. Dans le tableau ci-dessous sont données les périodes fondamentales obtenues pour les trois variantes.

Chapitre IV : étude dynamique.

D'après le RPA 99 V2003. Les valeurs de période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Dans le tableau ci-dessous sont données les périodes fondamentales obtenues pour les trois variantes.

Tableau IV.19 : les périodes fondamentales obtenues pour les trois variantes.

variante	Période	Période MSE	Vérfiée $T_{Robot} < T_{MSE}$	
1	0.99	0.7	$1,30 \times 0,7 = 0,91$	non
2	0.68	0.7	$1,30 \times 0,7 = 0,91$	oui
3	0.81	0.7	$1,30 \times 0,7 = 0,91$	oui

IV.5 Résultat :

IV.5.1 Vis à vis Déplacements inter-étages maximal (Δx): l'analyse des trois variante nous à permis de déduire ce qui suit : Vis à vis Déplacements inter-étages maximal (Δx): La comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements importants sont enregistrés pour la structure en variante 1 et 3, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99. Par contre les variantes 2 est représente un déplacement minimal.

IV.5.2 Vis à vis L'Effort maximal (P- Δ): en analysant les résultats, on remarque que la variante 3 a un effet (P- Δ) maximal presque similaire (respectivement 0.100). Par contre les variantes 1 et 2 est représentent un déplacement minimal avec 0.047 et 0.049.

IV.5.3 Vis à vis Le période maximale : d'après ces résultats, période est plus importante pour la structure en variante 01, ce qui donne une période presque de 1sec Mais le variante 2 et 3 est donnée une petite et confirme la rigidité des voiles.

Chapitre IV : étude dynamique.

IV.5.4 Vis à vis Efforts tranchant : d'après ces valeurs l'effort tranchant à la base est presque égaux.

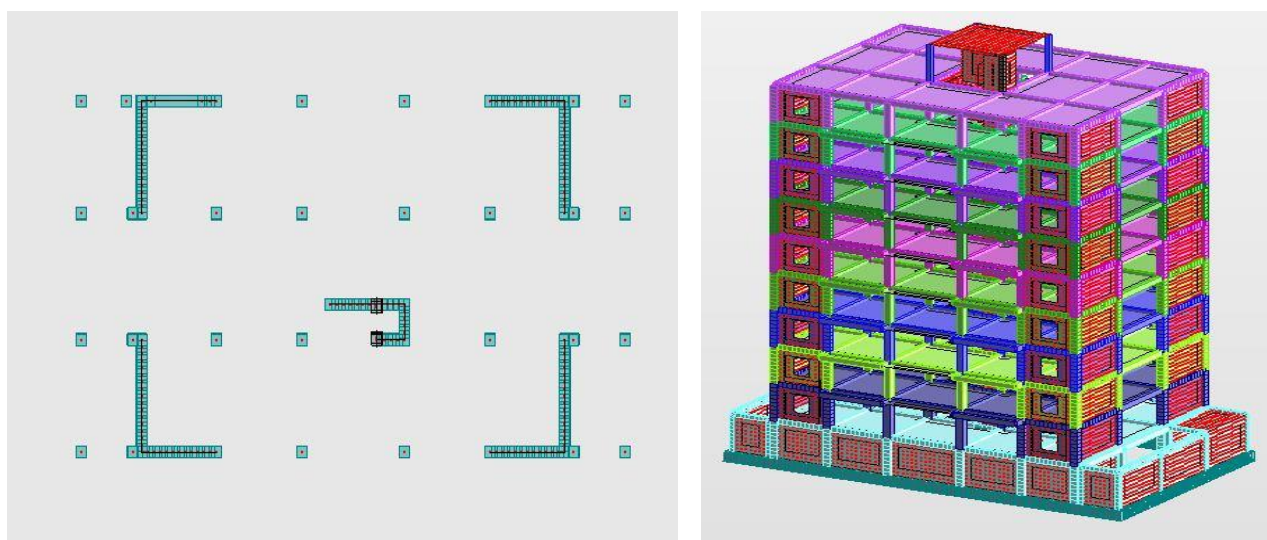


Fig. IV.6 : Présentation de maïeur variantes.

IV.6 Distribution de la force sismique selon la hauteur:

$$V = F_t + \sum F_i \quad F_t = 0,07 TV \quad \text{si } T > 0,7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0,7 s$$

Tableau IV.20 : distribution sismique sens (x-x) ; (y-y)

niveau	Wi	hi	wihi	$\sum w_j h_j$	Vx	Vy	$V \sum w_j h_j$		Fix	Fiy
terrasse	2852,18	34	9697.4	105591	1508,3	1302.8	0.014	0.012	1385.2	1615.9
9	3087,52	30.6	10497.5	105591	1508,3	1302.8	0.014	0.012	1322	1133.7
8	3063,641	27.2	10416.37	105591	1508,3	1302.8	0.014	0.012	1166.6	999.9
7	3063,641	23.8	10416.34	105591	1508,3	1302.8	0.014	0.012	1020.8	874.9
6	3063,64	20.4	10416.37	105591	1508,3	1302.8	0.014	0.012	874.9	750.22
5	3063,641	17	10416.374	105591	1508,3	1302.8	0.014	0.012	729.14	624.9
4	3063,641	13.16	10416.37	105591	1508,3	1302.8	0.014	0.012	583.3	483.81
3	3063,64	10.2	10416.37	105591	1508,3	1302.8	0.014	0.012	437.5	374.9
2	3063,64	6.8	10416.37	105591	1508,3	1302.8	0.014	0.012	291.65	249.99
1	3670,994	3,4	12481.379	105591	1508,3	1302.8	0.014	0.012	174.7	149.77

Chapitre IV : étude dynamique.

IV.6 .1 Vérification en renversement:

Pour que le bâtiment stable au renversement : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$ avec:

Ms : moment stabilisant $M_s = W \cdot \frac{L}{2}$

Mr: moment de renversement $M_r = \sum F_i h_i$

- **moment de renversement :**

Tableau IV.21 : calcul de moment de renversement

niveau	hi (m)	Fix	Fiy	Mr(KN.m) sens x-x	Mr(kN.m) sens y-y
terrasse	34	1385.2	1615	47096.8	54940.6
9	30.6	1322	1133	40453.2	34691.22
8	27.2	1166.6	999	31731.52	27197.28
7	23.8	1020.8	874	24295.04	20822.62
6	20.4	874.9	750.2	17847.96	15304.488
5	17	729.14	624.9	12395.38	10623.3
4	13.16	583.3	483.81	7676.228	6366.9396
3	10.2	437.5	374.9	4462.5	3823.98
2	6.8	291.65	249.99	1983.22	1699.932
1	3,4	174.7	149.77	593.98	509.218
			Somme	188535.828	175979.5776

- **Vérification de renversement sens longitudinale:**

Tableau IV.22 : moment de renversement sens longitudinale

W	Lx	Lx/2	Ms	Mr	Ms/Mr \geq 1.5	vérification
31056.2243	29.2	14.6	453420.8	188535.82	2.4	cv

- **Vérification de renversement sens transversale:**

Tableau IV.23 : moment de renversement sens transversale

W	Ly	Ly/2	Ms	Mr	Ms/Mr \geq 1.5	vérification
31056.2243	16.9	8.45	262425.06	178579.57	1.5	cv

Chapitre IV : étude dynamique.

Conclusion :

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure. Cependant, dans le code parasismique algérien (RPA2003), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment .L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs de structures mixtes une édit, qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

Pour atteindre l'objectif qui lui est assigné, ce travail devait être basé sur des analyses linéaires de la structure en portiques contre venté par voile avec les différents variantes de disposition des voile.

L'interprétation des résultats de l'étude comparative menée sur les trois variantes, nous a montré que les déplacements inter étages ainsi que la période sont plus importants pour la structure, à partir de là nous pouvons dire que dans les zones

chapitre V:

Calcul des éléments résistants

Chapitre V : calcul des éléments résistants

Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99).

Les règles C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles R.P.A.99 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

▪ Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon CBA 93

$$E L U : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$E L S : G + Q$$

➤ Selon RPA 99 version 2003 (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E \quad \text{Avec :}$$

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

Chapitre V : calcul des éléments résistants

V.1) Ferrailage des poutres:

V.1.1 Prescriptions données par RPA99/version 2003 : le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section. =>
 $A_{\min} = 0,5\% \times (b \times h)$

- Pour les poutres longitudinales (30 × 50)

$$A_{\min} = 7,5\text{cm}^2$$

- Pour les poutres transversales (30×45)

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

Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.

- Pour les poutres longitudinales (30 × 50)

$$4\% \text{ en zone courante} \Rightarrow A_{\max} = 60\text{cm}^2$$

$$6\% \text{ en zone de recouvrement} \Rightarrow A_{\max} = 90\text{ cm}^2$$

- Pour les poutres transversales (30× 45)

$$4\% \text{ en zone courante} \Rightarrow A_{\max} = 54\text{ cm}^2$$

$$6\% \text{ en zone de recouvrement} \Rightarrow A_{\max} = 81\text{ cm}^2$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).
- L'ancrage des armateurs longitudinaux supérieures et inférieures dans le poteau de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets 90 deg.
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués
- de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple en doit vérifier la formule suivante : $A_{\min} = 0.23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e}$ CBA 93

Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.S.b$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ » ;

Chapitre V : calcul des éléments résistants

- En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s \leq h/2$ ».

V.1.2. Exemple de calcul : Le calcul se fait en flexion simple. La fissuration considérée peu préjudiciable, la section d'armatures finale Tel que :

A_u : section d'armatures calculé en flexion simple .le calcul est effectué à l'aide du logiciel

EXPERT 2011

Poutres principales :(section 30× 50)

Tableau V .1 : Ferrailage longitudinal des poutres longitudinales

NIV	le moment max(KN.m)						FERRAILAGE EN (cm ²)					
	Mt			Ma			At(cm)	Aa	A _{mi} n cnf	A min(RPA)	At (adopte)	Aa (adopte)
	Mu	M ser	M ACC	Mu	M ser	M ACC						
1-1	73.76	53.58	53.9	- 126	-91	-99	5	8.2	1.7	7.5	3HA16+2HA 12	3HA14+2HA16
2-2	65.2	47.3	47.7	- 126	-88.7	-98	5	7.9	1.7	7.5	3HA16+2HA 12	3HA14+2HA16
3-3	66.23	48.06	48.7	- 118	85.9	-98.6	5	7.9	1.7	7.5	3HA16+2HA 12	3HA14+2HA16
4-4	66.7	48.4	49.98	- 121	-87.9	-101.9	5	7.9	1.7	7.5	3HA16+2HA 12	3HA14+2HA16
5-5	67	48.6	49.8	- 130	-94.9	-109.9	5	8.5	1.7	7.5	3HA16+2HA 12	3HA14+2HA16
6-6	68.16	49.5	50.69	- 134	-97.7	-112	5	8.8	1.7	7.5	3HA16+2HA 12	3HA14+2HA16
7-7	69.71	50.5	51.8	- 137	-99.6	-113	5	9	1.7	7.5	3HA16+2HA 12	3HA14+2HA16
8-8	69.9	50.7	52.06	- 142	-103	-116.8	5	9.4	1.7	7.5	3HA16+2HA 12	3HA14+2HA16
9-9	70.34	51.1	52.17	- 152	- 110.7	-124.3	5	9.8	1.7	7.5	3HA16+2HA 12	3HA14+2HA16
10-10	81.91	59.55	60.91	- 131	-95.6	- 122.37	5	8.6	1.7	7.5	3HA16+2HA 12	3HA14+2HA16

Chapitre V : calcul des éléments résistants

Poutres secondaires :(section 30× 45):

Tableau V .2 : Ferrailage longitudinal des poutres longitudinales

NIV	le moment max(KN.m)						FERRAILLAGE EN (cm ²)					
	Mt			Ma			At(cm)	Aa	A _{min} cnf	A min(RPA)	At (adopte)	Aa (adopte)
	M _u	M ser	M ACC	M _u	M ser	M ACC						
1-1	20.2	14.6	15.1	-34	-25	-26	4.5	4.5	1.54	6,75	3HA14+2HA1 2	3HA12+3HA12
2-2	5.76	4.17	4.37	-3	-2.2	-2.7	4.5	4.5	1.54	6,75	3HA14+2HA1 2	3HA12+3HA12
3-3	4.4	3.2	3.55	-4.1	-3	-3.6	4.5	4.5	1.54	6,75	3HA14+2HA1 2	3HA12+3HA12
4-4	4.47	3.25	3.9	-4.5	-3.3	-3.9	4.5	4.5	1.54	6,75	3HA14+2HA1 2	3HA12+3HA12
5-5	4.78	3.5	4.15	-4.9	-3.5	-4.6	4.5	4.5	1.54	6,75	3HA14+2HA1 2	3HA12+3HA12
6-6	5.97	4.34	5.17	-6.1	-4.5	-5.3	4.5	4.5	1.54	6,75	3HA14+2HA1 2	3HA12+3HA12
7-7	7.43	5.41	6.4	-7.7	-5.6	-6.5	4.5	4.5	1.54	6,75	3HA14+2HA1 2	3HA12+3HA12
8-8	7.73	5.6	6.5	-8	-5.8	-6.7	4.5	4.5	1.54	6,75	3HA14+2HA1 2	3HA12+3HA12
9-9	7.7	5.8	6.5	-7.7	-5.8	-6.7	4.5	4.5	1.54	6,75	3HA14+2HA1 2	3HA12+3HA12
10-10	13.4	9.7	10.9	-13	-10	-11	4.5	4.5	1.54	6,75	3HA14+2HA1 2	3HA12+3HA12

✓ **Disposition constructive:**

b. Calcul des armatures transversales

-Les poutres principales:

$$V_{u \max} = 175.5 \text{KN.}$$

$$\tau_{u \max} = 0,175/0,30 \times 0,475 = 1.23 \text{MPA.}$$

—

$$\overline{\tau} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{MPA}) = 4,34 \text{MPA (fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_{u \max} < \overline{\tau} \text{ (vérifié).}$$

Chapitre V : calcul des éléments résistants

- Les poutres secondaires:

$$V_{u\max} = 530 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u\max} = 0,53/0,30 \times 0,425 = 4.15 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,2f_{t28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = 4,34 \text{ MPA (fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_{u\max} < \bar{\tau} \text{ (vérifié)..}$$

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

$$\checkmark \text{ Selon le RPA 99 v 2003: } \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi) \text{ « zone nodale »} \\ S_t \leq h/2 \text{ « zone courante »} \end{array} \right.$$

$$\checkmark \text{ Selon le CBA 93: } \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s \left[\frac{\tau_u \times 0,03 \times K \times f_{t28}}{0,9f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)} \right] \\ S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0.S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			S t adopté (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S t (cm)	A t (cm ²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm ²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A t choisie (cm ²)
30*50	1.23	38	1.4	12.5	20	1.12	10	20	2.01=4HA8
30*45	4.15	38	1.4	11.25	20	1.01	10	20	2.01=4HA8

Chapitre V : calcul des éléments résistants

V.1.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service : après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

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

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

Contrainte admissible d'acier tendu $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{MPa}$

Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})$

V.1.4. Vérification de la flèche : il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1.M_t}{10.M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$; K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend $K = 0,80$.

Tableau V.4 : Vérification de la flèche des poutres

	1 eme condition			2 eme condition			3 eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1.M_t}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1.M_t}{10.M_0}$	$\rho = \frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4,2}{f_e}$
PP	0.089	0.06	cv	0.089	0.079	cv	0.005	0.01	cv
PS	0.09	0.06	cv	0.09	0.08	cv	0.0054	0.01	cv

Chapitre V : calcul des éléments résistants

Schéma ferrailage de poutre :

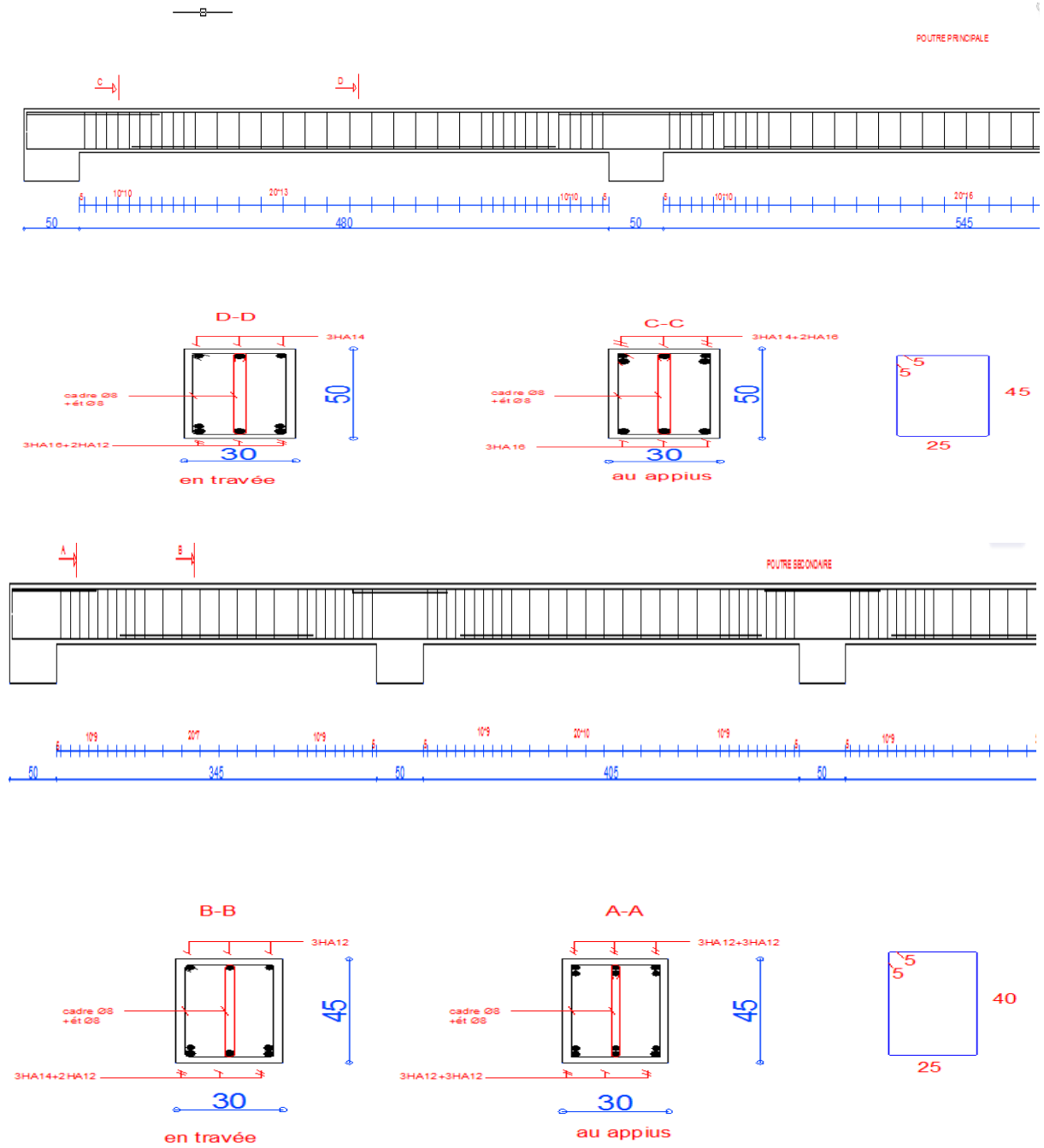


Fig. V. 1 : ferrailage de poutre principale et secondaire

Chapitre V : calcul des éléments résistants

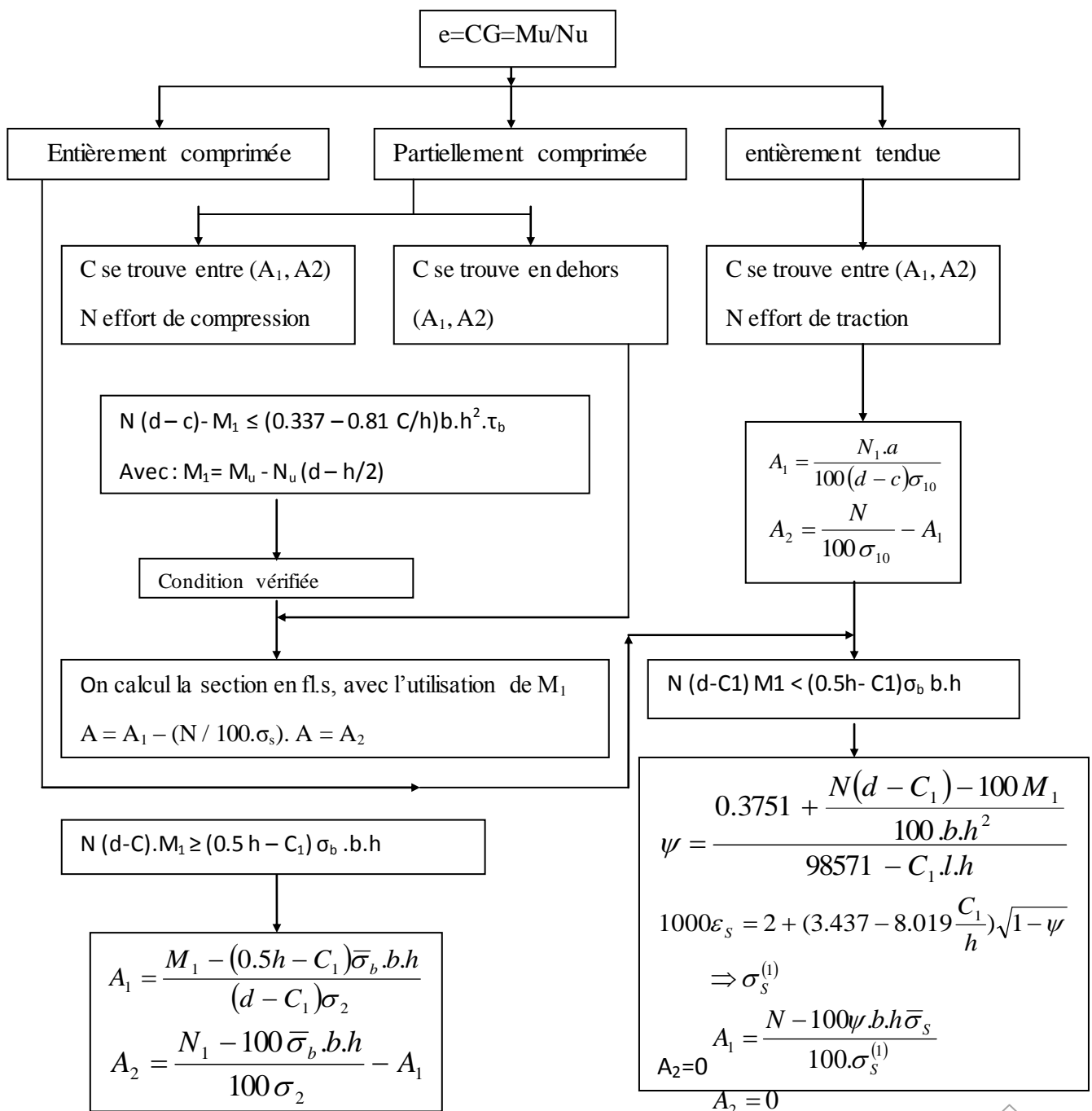
V.2) Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée

Les armatures seront obtenue par : $A = \text{Max}(A_u, A_{cnf}, A_{RPA})$ avec

Au : section d'armateur calculé en flexion composée

Organigramme de calcul en flexion composée



Chapitre V : calcul des éléments résistants

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple en doit vérifier la formule

$$\text{suivante : } A_{\min} = 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Recommandations du RPA 99/version2003 :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0,8% (zone IIa).
- ✓ Ferrailage maximum sera de :
 - 3% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : $40\varnothing$ en zone IIa
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa (RPA99/version2003).
- ✓ pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

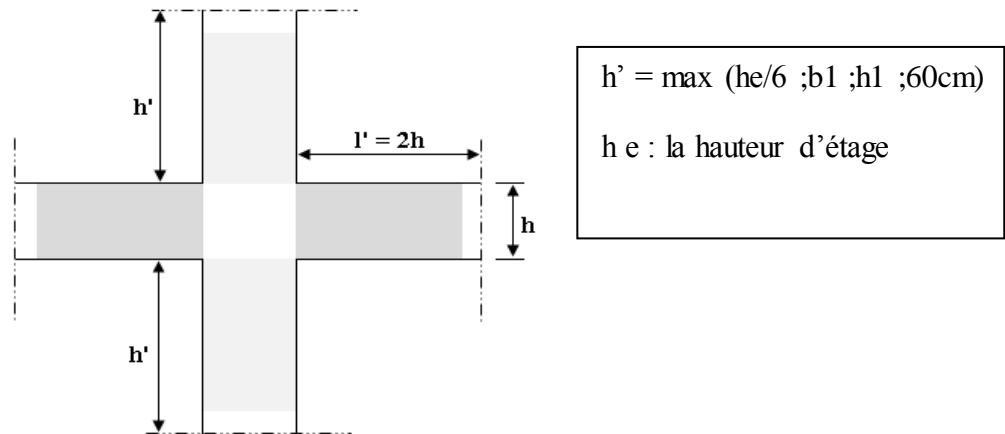


Fig. V. 2: la zone nodale dans les poteaux

Chapitre V : calcul des éléments résistants

V.2.1 ferrailage longitudinal

Calcul ferrailage des poteaux à l'aide de logiciel EXPERT

Tableau V .5 : Ferrailage longitudinal des poteaux

	section	position	M	N	$A_{calculer}$	A_{cnf}	A_{RPA}	A_{adopte}
S sol	55*55	angle	26,12	334	15,1	3,48	24,2	12HA16
		rive	35,20	313,78	15,1	3,48	24,2	12HA16
		intermédiaire	17,67	2677,37	15,1	3,48	24,2	12HA16
RDC	55*55	angle	13,45	320,00	15,1	3,48	24,2	12HA16
		rive	44,38	463,70	15,1	3,48	24,2	12HA16
		intermédiaire	21,30	2387,00	15,1	3,48	24,2	12HA16
1ere étage	50*50	angle	11,68	273,12	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
		rive	37,43	367,50	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
		intermédiaire	13,37	2101,95	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
2ere étage	50*50	angle	10,15	249,16	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
		rive	42,05	280,34	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
		intermédiaire	18,26	1822,23	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
3ere étage	50*50	angle	8,22	221,89	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
		rive	42,38	222,01	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
		intermédiaire	18,90	1548,50	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
4ere étage	50*50	angle	6,96	191,70	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
		rive	46,81	168,82	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
		intermédiaire	23,42	1279,00	12,5	2,86	20	8HA16+4HA14
5ere étage	45*45	angle	5,18	143,12	10,1	2,31	16,2	12HA14
		rive	43,40	247,50	10,1	2,31	16,2	12HA14
		intermédiaire	19,66	1013,04	10,1	2,31	16,2	12HA14
6ere étage	45*45	angle	4,01	110,78	10,1	2,31	16,2	12HA14
		rive	46,3	214,5	10,1	2,31	16,2	12HA14
		intermédiaire	19,91	748,04	10,1	2,31	16,2	12HA14
7ere étage	45*45	angle	2,68	81,39	10,1	2,31	16,2	12HA14
		rive	44,42	182,00	10,1	2,31	16,2	12HA14
		intermédiaire	31,58	485,46	10,1	2,31	16,2	12HA14
8ere étage	45*45	angle	3,10	48,82	10,1	2,31	16,2	12HA14
		rive	92,23	179,18	10,1	2,31	16,2	12HA14
		intermédiaire	30,77	226,18	10,1	2,31	16,2	12HA14

V.2.2 Ferrailage transversale :

Le calcul du ferrailage transversale consiste à la détermination des armatures d'âme des Poteaux en nombre et dimension suffisantes, pour leur donner une résistance transversal Conséquente face aux sollicitations de cisaillement, ainsi pour qu'ils assurent une liaison Convenable entre les barres longitudinales et les maintient stables lors des différentes fasses de réalisation des poteaux

Chapitre V : calcul des éléments résistants

Selon l'article 7.4.2.2 des règles RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing$ minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\varnothing_{\text{cheminées}} > 12 \text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux
- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixé comme

suit :

- la zone nodale :

- $t \leq \text{Min}(10\varnothing_1, 15 \text{cm})$ en zone IIa on opte $t = 10 \text{cm}$

- la zone courante :

- $t' \leq 15\varnothing$ en zone IIa on opte $t' = 15 \text{cm}$

Avec \varnothing_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Calcul de contrainte de cisaillement τ_U et sa valeur limite $\bar{\tau}_U$

La contrainte tangente dans les poteaux τ_U est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{99,43 \times 10^3}{550 \times 525} = 0,34 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min [0,2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}] = 3,33 \text{MPa} \quad \text{situation durable}$$

$$\bar{\tau}_U = 3,33 \text{MPa} \geq \tau_U = 0,34 \text{MPa}$$

RPA.99 version 2003 [Art 7.4.3.2]

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \rho_d = 0,075 \text{ si } \lambda \geq 5 \quad \rho_d = 0,04 \text{ si } \lambda < 5$$

Chapitre V : calcul des éléments résistants

Élancement λ

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{L_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{: Pour une section rectangulaire de hauteur } h, \text{ l'élancement a pour valeur} \end{array}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{h} \sqrt{12} = \frac{0.7 \times 3.4}{0.55} \sqrt{12} = 14.9 \quad \text{donc} \quad \rho_d = 0.075 \implies \tau_{bu} = 1.88 \text{ MPa} > 0.39 \text{ MPa}$$

Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq 1/3 \cdot \emptyset_1 \quad \emptyset_1 : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

$$\emptyset_t \geq 1/3(20) = 6.66 \text{ mm} \quad \text{on opte } \emptyset_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

D'après le RPA99, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

$$\text{formule : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \quad (\text{Art 7.4.2.2})$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : 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.

t : L'espacement des armatures transversales.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.4}{0.55} = 4.32 < 5 \quad \text{donc} \quad \rho_a = 3.75$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \implies A_t = \frac{3.75 \times 99.43 \times 15 \times 10}{55 \times 400} = \mathbf{2.5 \text{ cm}^2} \text{ soit :}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales

Soit la quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b} \text{ en \%} = 0,3 \% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad ; \quad = 0,8 \% \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

Chapitre V : calcul des éléments résistants

Dans notre cas $\lambda_g = 4,32 < 5 \Rightarrow$ il faut que $0,8 \% \geq A_t / (t.b1) \geq 0,3 \%$

Application : $A_t / (t.b1) = 3,14 / (15 \times 55) = 0,40\%$ (condition vérifiée)

Calculer de longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale est :

- 40ϕ en zone IIa
- Pour $\phi = 20mm$
- $L_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80cm$

La longueur de recouvrement est 80 cm

➤ Vérification :

Vérification à L'ELS

Tableau V .6 : Vérification à L'ELS

	section	position	M (KN)	N (KN)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
S sol	55*55	angle	9,047	242,251	1	15	14	240
		rive	25,52	279,00	1.5	15	21.2	240
		intermédiaire	12,86	1943,00	5.9	15	88.4	240
RDC	55*55	angle	232,50	9,7	1.1	15	15.4	240
		rive	32.23	379	1.9	15	27.9	240
		intermédiaire	15,39	1733,33	5,4	15	80,3	240
1ere étage	50*50	angle	15,39	198	1	15	14.3	240
		rive	27.26	314,65	2.1	15	29.4	240
		intermédiaire	12.22	1526.22	6,4	15	94.5	240
2ere étage	50*50	angle	7,37	18.83	1	15	14.6	240
		rive	31,13	280,08	2.4	15	34.1	240
		intermédiaire	14.26	1323.2	5.7	15	84	240
3ere étage	50*50	angle	5.97	136,78	0.8	15	11,3	240
		rive	32	248.8	2.3	15	32.8	240
		intermédiaire	14.7	1124,54	4.9	15	72.9	240
4ere étage	50*50	angle	5,06	139.15	0.7	15	10.9	240
		rive	37.79	217,37	2.5	15	34.4	240
		intermédiaire	929	17.3	4.3	15	63.1	240
5ere étage	45*45	angle	3.63	103,88	0.7	15	10.1	240
		rive	31.62	179,15	2.7	15	36.9	240
		intermédiaire	14.4	736,15	4.3	15	62.6	240
6ere étage	45*45	angle	2.97	80,45	1.2	15	16.7	240
		rive	35.19	155,71	2.8	15	38	240
		intermédiaire	14.57	543,88	3.4	15	49.2	240
7ere étage	45*45	angle	3.15	59,15	0.5	15	6.6	240
		rive	28.96	132,00	2.3	15	31.5	240
		intermédiaire	23.07	353,42	3	15	42.5	240
8ere étage	45*45	angle	2.26	35,54	0.3	15	4.2	240
		rive	67.03	130,29	4.9	15	62.6	240
		intermédiaire	54.53	165,38	4.1	15	72	240

Chapitre V : calcul des éléments résistants

Selon RPA /version 2003 (art 7.4.3.1)

Vérification spécifiques

➤ Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normale obtenue par logiciel robot $N = 2298\text{KN}$

$$V = \frac{2298}{55 \times 55 \times 2.5} = 0.3 \leq 0.3 \text{ cv}$$

Vérification au flambement :

On doit vérifier que les poteaux ayant un élancement $\lambda < 70$

D'où : $\lambda = L_f / i$ avec :

L_f : étant la longueur de flambement $L_f = 0.7L_0$

i : rayant de giration de la section dans le plan de flambement $:: i = \sqrt{L_f / B}$

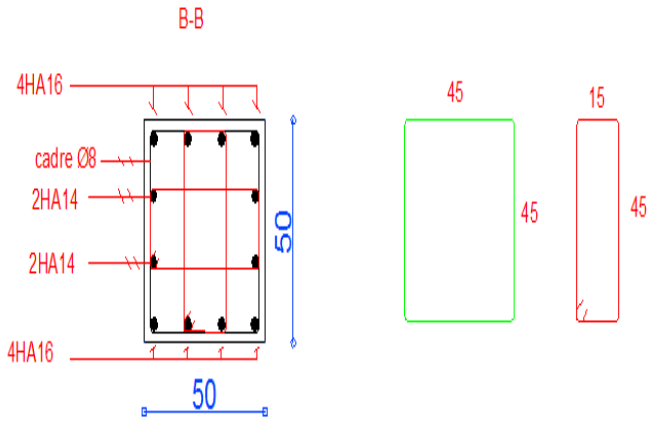
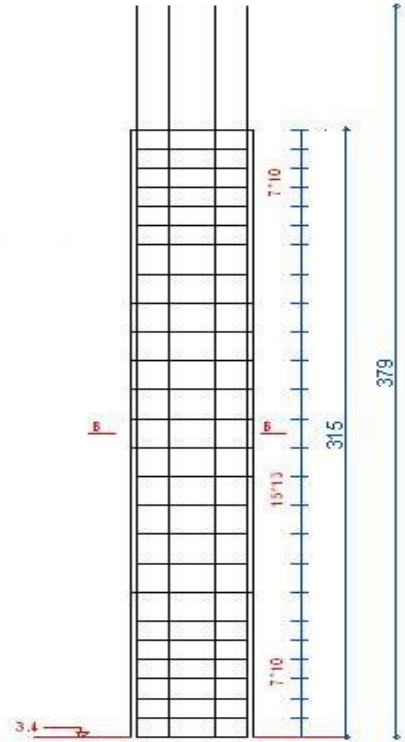
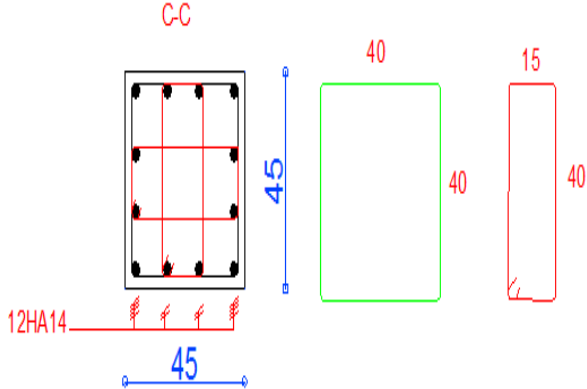
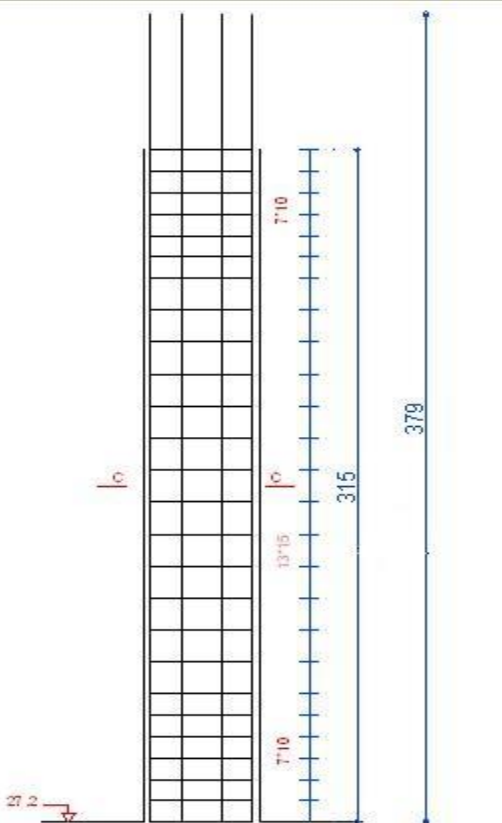
B : l'aire de section.

Tableau V .7: Vérification au flambement

élément	L(m)	Lf (m)	i(m)	λ	$\lambda < 70$
55× 55	3.4	2.38	0.28	8.5	vérifiée
50× 50	3.4	2.38	0.30	7.9	vérifiée
45× 45	3.4	2.38	0.34	7	vérifiée

Chapitre V : calcul des éléments résistants

Ferrailage des poteaux :



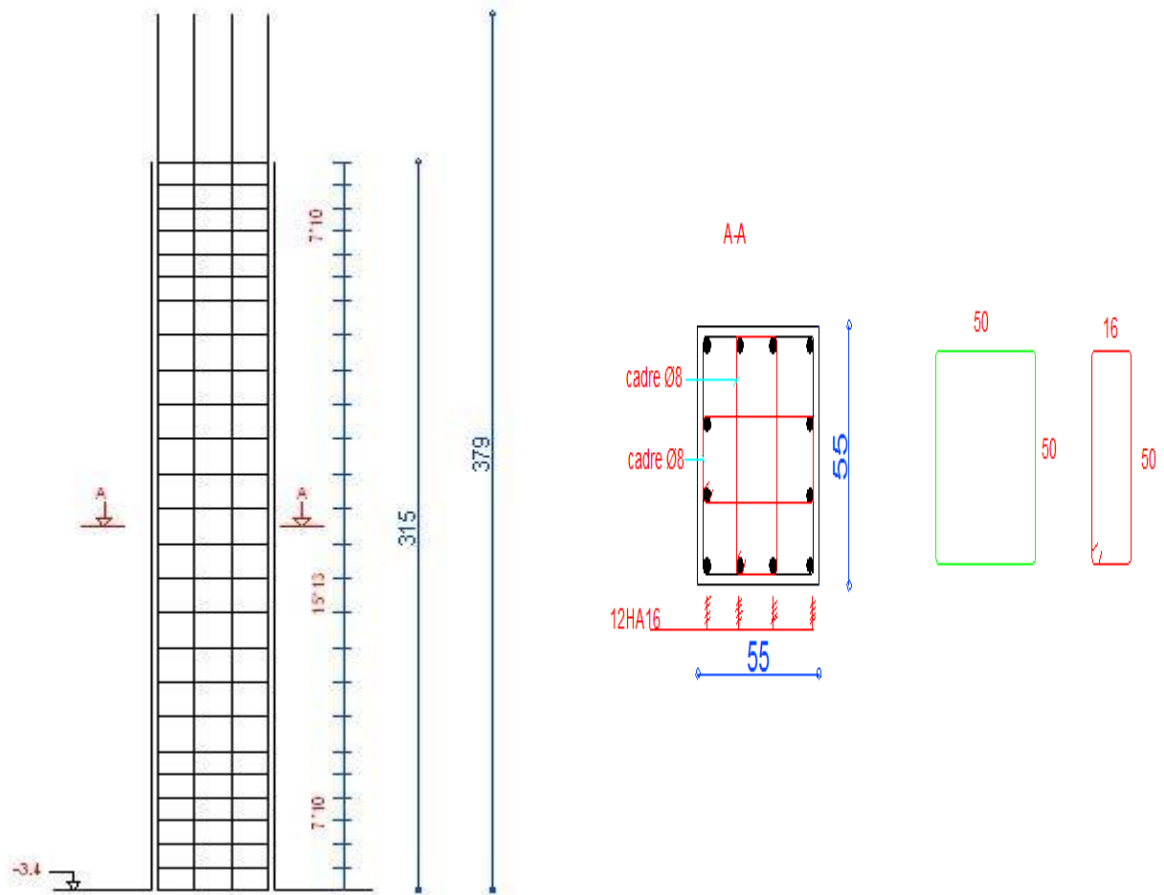


Fig. V. 3: ferrailage des poteaux

V.3) Ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

V.3.1 Voiles pleins : le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- ✓ Des aciers verticaux
- ✓ Des aciers horizontaux.

Chapitre V : calcul des éléments résistants

a) Aciers verticaux : la disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 : L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \left\{ \begin{array}{l} \min \text{ he/} ; 2L'/3 \end{array} \right\}$$

Avec :

L' : étant la largeur de la zone comprimée.

$h e$: étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul de ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

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

b) Aciers horizontaux : les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

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

$S \geq 1,5e$: Epaisseur du voile.

Chapitre V : calcul des éléments résistants

$S \geq 30$ cm

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

Le diamètre Φ_t des épingles est :

$\Phi_t = 6$ mm lorsque $\Phi_v \leq 20$ mm.

$\Phi_t = 8$ mm lorsque $\Phi_v > 20$ 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.

V.3.1.1 Méthode de calcul: on détermine les contraintes par la formule de NAVIER-BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = N/S \pm M \times Y/I$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

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

Remarque :

Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

Chapitre V : calcul des éléments résistants

A- Section partiellement comprimée (tendue) : pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables :

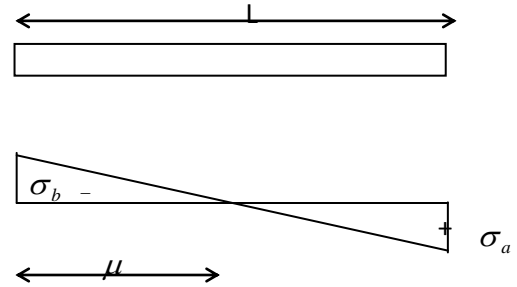


Fig. V. 4 : Section partiellement comprimée

$$\text{Tang}\alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} \right) + 1 \right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right]}$$

B- Section entièrement tendue : dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = 0.5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = T / \left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right]$

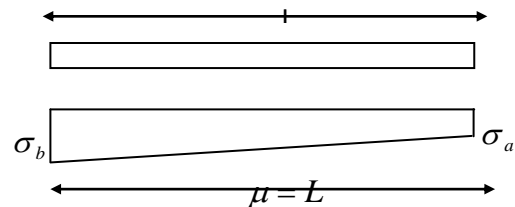


Fig.V.5 : Section entièrement tendue

C- Section entièrement comprimée : dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

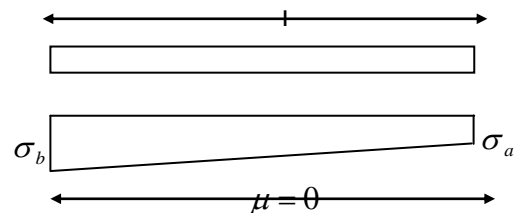


Fig.V.6 : Section entièrement comprimée

Chapitre V : calcul des éléments résistants

V.3.1.1.1. Recommandations réglementaires :

V.3.1.1.1.a. Armatures verticales : l'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

➤ Selon le CBA 93:

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

Condition de non fragilité

Selon le RPA 99(V2003):

$A_v = 0.2\%B$ Dans la section tendue du voile.

$A_v = 0.15\%B$ Dans la section globale du voile.

$A_v = 0.1\%B$ Dans la section courante.

Avec :

B: section du voile.

a: épaisseur du voile.

φ_v ver : diamètre vertical.

V.3.1.1.1.b. Armatures horizontales : le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

➤ Selon le CBA 93:

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min (h/35 ; a/10 ; \varphi_v)$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d ; 40\text{cm}]$$

$$S_h \leq \frac{A_{h.f.eh}}{0.4a}$$

$$S_h \leq \frac{A_{h.o.9f.eh}}{\gamma_s \cdot a \cdot \tau_b}$$

Chapitre V : calcul des éléments résistants

➤ Selon le RPA 99 V(2003):

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10} a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min[1.5a ; 30\text{cm}]$$

V.3.1.1.1.c. Armatures transversales : ce sont des armatures ronds lisses de nuance F e E 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

a) **Aciers verticaux**

Tableau V.8: les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 1 (sens y-y)

Voiles	Voiles 1(sens y-y)		
position	S sol	RDC	1-8 ^{me} étage
situation	G+Q±Ey	G+Q±Ey	G+Q±Ey
$\sigma_1(MPa)$	-3150.27	-2889.86	-2637.32
$\sigma_2(MPa)$	2465.5	1502.23	1222.88
L (m)	4.25	4.35	4.45
nature	SPC	SPC	SPC
T	461.04	223.02	172.75
A cm2 (calc)	11,52cm ² /nappe	5.57cm ² /nappe	4.31cm ² /nappe
A _s (RPA)cm ²	17cm ²	17cm ²	17cm ²
A _s (CBA)cm ²	11cm ²	11cm ²	11cm ²
Le choix	22T10	22T10	22T10
As (adoptée)cm ²	17.38cm ²	17.38cm ²	17.38cm ²

Tableau V. 9 : les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 1 (sens y-y)

Voiles	Voiles 1(sens y-y)		
position	S sol	RDC	1-8 ^{me} étage
situation	0.8G+Ey	0.8G+Ey	0.8G+Ey
$\sigma_1(MPa)$	-2631.98	2363.99	-2138.75
$\sigma_2(MPa)$	2068.06	1769.06	1476.4
L (m)	4.25	4.35	4.45
nature	SPC	SPC	SPC
T	263.2	330.27	213.87
A cm2 (calc)	6.52 cm ² /nappe	8.25 cm ² /nappe	5.34 cm ² /nappe
A _s (RPA)cm ²	17cm ²	17cm ²	17cm ²
A _s (CBA)cm ²	11cm ²	11cm ²	11cm ²
Le choix	22T10	22T10	22T10
As (adoptée)cm ²	17.38cm ²	17.38cm ²	17.38cm ²

Chapitre V : calcul des éléments résistants

Tableau V.10 : les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 1 (sens x-x)

Voiles	Voiles 1(sens x-x)		
	S sol	RDC	1-4 ^{ème} étage
position	S sol	RDC	1-4 ^{ème} étage
situation	G+Q±Ex	G+Q±Ex	G+Q±Ex
$\sigma_{1(MPa)}$	-1770.58	-1798.32	-1815.6
$\sigma_{2(MPa)}$	631.64	1074.65	1257.6
L (m)	2.9	2.9	3.1
nature	SPC	SPC	SPC
T	48.2	116.06	159.77
A cm ² (calc)	1.2 cm ²	2.9cm ²	3.99cm ²
A _s (RPA)cm ²	11.6 cm ²	11.6 cm ²	11.6 cm ²
A _s (CBA)cm ²	11 cm ²	11 cm ²	11 cm ²
Le choix	17T10	17T10	17T10
As (adoptée)cm ²	13.43 cm ²	13.43 cm ²	13.43 cm ²

Tableau V.11: les résultats de ferrailage longitudinal des voiles 1 (sens x-x)

Voiles	Voiles 1(sens x-x)		
	S sol	RDC	1-4 ^{ème} étage
position	S sol	RDC	1-4 ^{ème} étage
situation	0.8G+Ex	0.8G+Ex	0.8G+Ex
$\sigma_{1(MPa)}$	-1461.82	-1452.4	-1550
$\sigma_{2(MPa)}$	900.08	1331.1	1476.7
L (m)	2.9	2.9	3.1
nature	SPC	SPC	SPC
T	98.86	184.69	224
A cm ² (calc)	2.47cm ²	4.61cm ²	5.61cm ²
A _s (RPA)cm ²	11.6 cm ²	11.6 cm ²	11.6 cm ²
A _s (CBA)cm ²	11 cm ²	11 cm ²	11 cm ²
Le choix	17T10	17T10	17T10
As (adoptée)cm ²	13.43 cm ²	13.43 cm ²	13.43 cm ²

Espacement des armatures verticales : a chaque extrémité des voiles l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

B) Aciers horizontaux : Exemple d'application

" Voile 1"

$$\tau_u = 1,4 T \text{ calcul} / b \cdot 0 \cdot d$$

$$\tau_u = 1,4 \times [0,238 / (0,2 \times 0,9 \times 4.25)] = 0.31 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ condition vérifiée.

$$St \leq \min (1,5 a; 30 \text{ cm}) \quad (\text{Art} 7.7.4.3 \text{ RPA}99)$$

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

Chapitre V : calcul des éléments résistants

D'après le BEAL 91 :

$$A_t = \frac{A_v}{4} = \frac{17}{4} = 4.25 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

$$A_{t \text{ min(RPA)}} = 0,15\% \times b_0 \times L = 14,55 \text{ cm}^2 \text{ (pour les deux faces)}$$

Choix des barres horizontale: les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.12: résultat de ferrailage horizontal

voiles	V1 sens (y-y)	V2 sens (x-x)
h(m)	4.25	380
d (m)	3.82	342
b(m)	0.2	0.2
Combinaison	G+Q±Ey	G+Q±Ex
T (KN)	238.2	107.5
τ (MPa)	0.38	0.21
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5
$\tau \leq \bar{\tau}$	oui	oui
S t RPA (cm)	30	30
S t CBA (cm)	15	15
S t (cm)	20	20
A t cm ²	4.25	3.8
A t min cm ²	14.55	11.4
At choisi	20T10 = 15.7cm ²	20T10 = 15.7cm ²

Ferrailage des voiles :

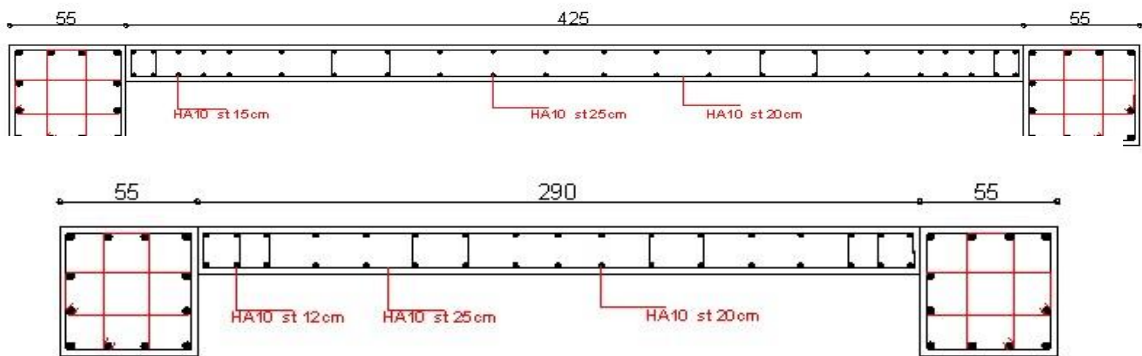


Fig.V.7 : Ferrailage des voiles

conclusion

Dans ce chapitre on a constaté que le ferrailage des éléments structuraux, à savoir les poteaux, les poutres et les voiles, mais cette tâche a été délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt à l'outil informatique (le logiciel).

On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite la partie infrastructure.

chapitre VI:

Études des éléments infrastructure

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VL1) les fondations : les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.1.1 Stabilité des fondations : les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

VI.1.2 Types de fondations : Pour les fondations, on distingue :

a / Les semelles filantes : Généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$).

b / Les semelles isolées : Dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles Circulaires (de diamètre B).

c / Les radiers ou dallages : de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

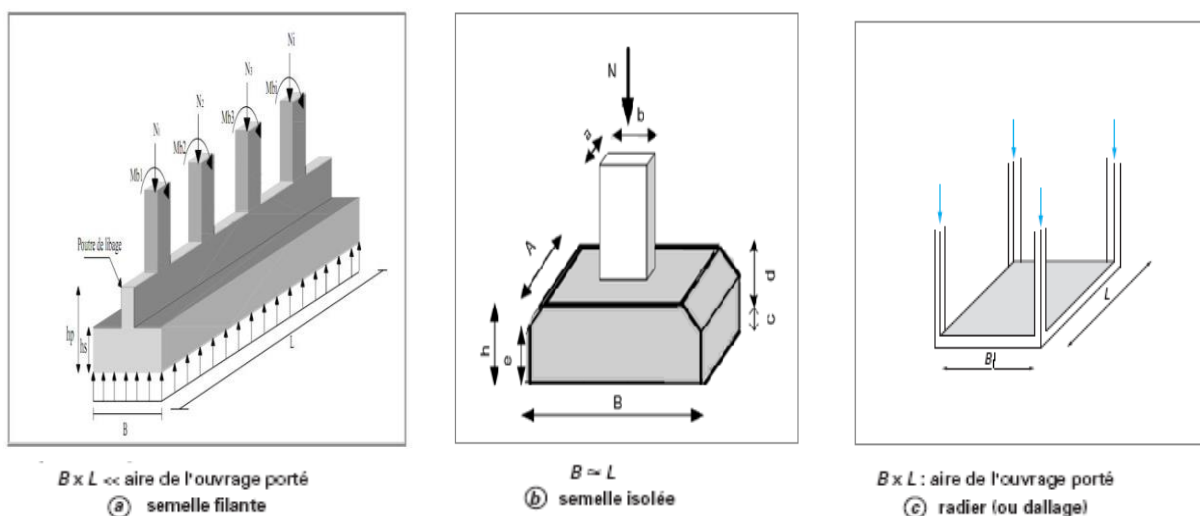


Fig. VI.1 : Types de fondations superficielles

VI.1.3 Connaissance du lieu et du sol : Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à $\sigma_s = 2,57$ bars avec un ancrage de 2m.

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

VI.2) Calcul des fondations :

V.2.1 semelle isolé : Méthode de calcul : 'méthode des bielles'

Cette méthode assez rigide suppose que les charges sont transmises au sol, à travers des bielles de béton comprimé. Les armatures dans ce cas jouent le rôle de tirant équilibrant la composante horizontale. Des efforts de compression dans les bielles de béton inclinent.

- **Etapas de calcul :**

Calcul à l'ELS puis vérification à l'ELU :

Dimensionner A et B choix homothétique $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$

Si $e_0 \leq B/6 \implies A \times B \geq (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$ c'est-à-dire charge de sol trapézoïdale.

Si $e_0 \geq B/6 \implies \frac{2 \cdot N}{3A(\frac{B}{2} - e_0)} \leq 1,33 \bar{\sigma}_{sol}$ c'est-à-dire charge de sol triangulaire.

On a semelle rigide donc $c + \frac{A-a}{4} \leq h \leq \frac{B-b}{4} + c$

c : enrobage égale 5cm

- **Calcul les armatures**

Si $e_0 \leq B/12$

Sens A $\implies A_y = \frac{N_u \cdot (1 + \frac{3e_0}{B})(A-a)\gamma_s}{8d_A f_e}$

Sens B $\implies A_x = \frac{N_u \cdot (1 + \frac{3e_0}{B})(B-b)\gamma_s}{8d_B f_e}$

Si $e_0 \geq B/12$

Sens de moment $A_x = \frac{M_1 \gamma_s}{d_B f_e}$

$M_1 = (B/2 - 0,35b)^2 (1 + (4e_0/B) + 1,4e_0 \cdot b/B^2) N_u / 2B$ Si $e_0 \leq B/6$

$M_1 = (4B + 0,35b - 9e_0) (\frac{B - 0,35b}{2 - e_0}) \frac{N_u}{27}$ Si $e_0 \geq B/6$

les tableaux ci-dessous récapitulent les efforts appliqués aux semelles, ils sont déduits des sollicitations appliquées à la base de poteau surmontant ces semelles.

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

Tableau VI.1 : les efforts appliqués aux semelles

semelle	dimension de poteau	A*B(cm)	ELS		ELU		ELA	
			Ns (kN)	Ms(kN.m)	Nu(kN.m)	Mu(kN.m)	Nacc(kN)	Macc(kN.m)
S1	55*55	280*280	2182,01	9,365	3001,93	12,97	1537.2	10,27

On doit vérifie que :

La surface totale de semelle doit être inférieure 50% de la surface totale de bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$)

La surface des semelle est donnée par : $S_s \geq N_s / \bar{\sigma}_s$

D'après logiciel « **robot structural analysis Professional 2011** »

$$N_s = 35920.4 \text{ KN} \quad S_s \geq \frac{35920.4}{257} = 139.8 \text{ m}$$

La surface globale de bâtiment est : 399.04m

$$S_s/S_b = 35\%$$

Donc La surface totale de semelle doit être inférieure 50% de la surface totale de bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$)

- **Vérification de contrainte de sol :**

$$e_0 \leq B/6 \quad \Longleftrightarrow \quad e_0 = 9,356/2182,01 = 0.42 \text{ cm} \leq B/6 = 280/6 = 46.66 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité**

$$d \geq \max \{A-a/4 ; B-b/4\} \Longleftrightarrow d \geq \max \{56 \text{ cm}; 56 \text{ cm}\} \Longleftrightarrow d = 60 \text{ cm}$$

$$h = d + 5 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

- **Condition de poinçonnement**

$$d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} = 56.5 \text{ cm} \quad \Longleftrightarrow \quad \text{donc } d = 60 \geq d' = 56.5 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Condition de poinçonnement pas nécessaire.

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

✓ **Ferraillage :**

Tableau VI.2 : ferraillage de semelle isolé

semelle	dimensionnement		h(cm)	Ferraillage (cm ²)		Ferraillage adopté (cm ²)		St(cm)
	A(m)	B(m)		A _x (cm ²)	A _y (cm ²)	A _x (cm ²)	A _y (cm ²)	
S1	2.8	2.8	65	40.1	40.1	20HA16	20HA16	14

• **Calcul de l'espacement :**

$$S_{tx} \leq \frac{280-2 \times 5}{20-1} = 14.21 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \frac{280-2 \times 5}{20-1} = 14.21 \text{ cm}$$

• **Contrainte d'adhérence :**

$$\text{Sens x : } \tau_{sx} = \frac{N_U (B-b).1}{2.B.d_B m_x \phi_x \pi}$$

$$\text{Sens-y : } \tau_{sy} = \frac{N_U (A-a).1}{2.A.d_A m_y \phi_y \pi}$$

Ancrage des barres adhérence limite $\bar{\tau} = 1.35 f_{t28} \cdot 0.8$

$$\tau_{sx} = \tau_{sy} = 2.36 \text{ MPa} \geq \bar{\tau} = 2.26 \text{ MPa}$$

Crochets nécessaires

• **Hauteur de patin :**

$$e \geq \max \begin{cases} 12\phi + 6 \text{ cm (barre avec crochets)} \\ 6\phi + 6 \text{ cm (barre sans crochets)} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \geq 12\phi + 6 \text{ cm} = 12 \times 1.6 + 6 \text{ cm} = 25.2 \text{ cm} \implies e = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification de cisaillement :**

La condition suivante nous dispense des armateurs transversales

$$V' = \frac{N(A-a - \frac{5h}{3})}{2(A-2e_x)} \quad \tau' = \frac{V'}{Bd} \leq \tau_{limite} = 0.07 f_{t28} / \gamma_b = 1.17 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

Tableau VI.3 : Vérification de cisaillement

semelle	N (KN)	V' (kN)	τ' MPa	τ_{limite}	verification
S1	1537	323.45	0.17	1.17	ok

- **Vérification a le renversement : $0.8G \pm E$**

$$M/N < B/4 \quad M/N = 10.27 / 1537 = 0.006 < B/4 = 2.8/4 = 0.7m \quad \dots cv$$

Schéma de ferrailage :

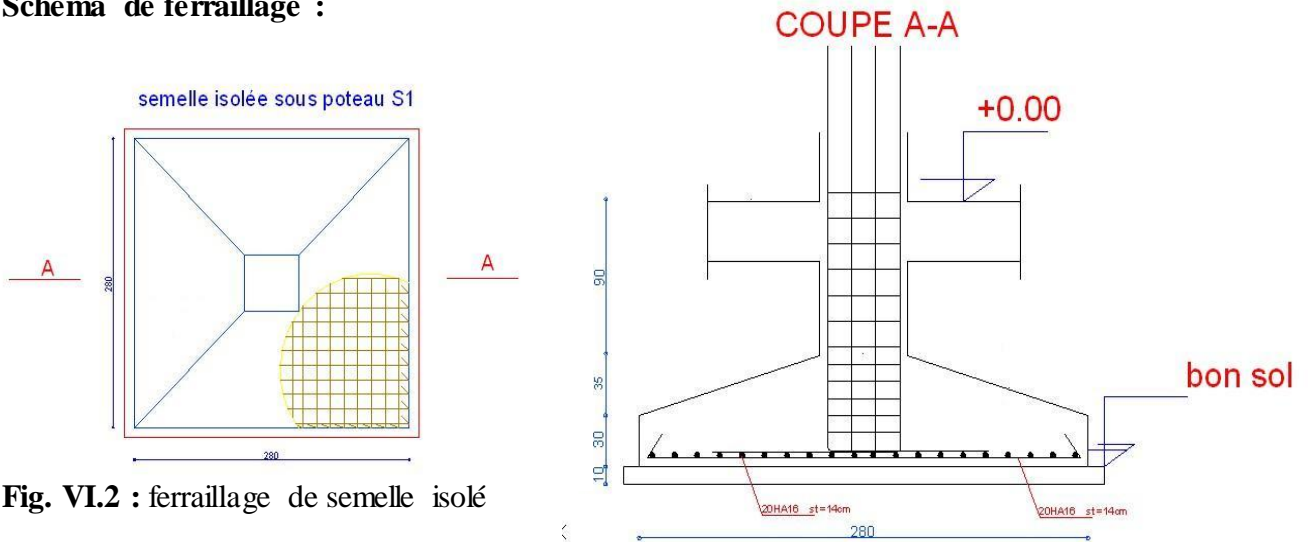


Fig. VI.2 : ferrailage de semelle isolé

VI.2.2 semelle filante : (type semelle rectangulaire sous deux poteaux et voile).

VI.2.2.1 dimensionnement SF 1 :

a) longueur de semelle L

$$L = l_0 + \text{débord} + \left(\frac{a}{2} + \frac{b}{2}\right) ; (a ; b) \text{ largeur de poteaux extrêmes}$$

En supposant par exemple le débord égal 0.5m, on peut déterminer L

$$\text{Alors } L = 4,8 + 2 \times 0,50 + \left(\frac{0,55}{2} + \frac{0,55}{2}\right) = 6,35 \text{ m}$$

b) largeur de semelle B

$$N = 1484,51 \text{ KN} \quad ; M = 281 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} \Rightarrow e = 0,19 \text{ m} \leq \frac{N}{4q} = 1,61 \Rightarrow \text{distribution trapézoïdal des contraintes}$$

$$B \geq \frac{N}{2 \cdot q \cdot L} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{12e \cdot q \cdot L}{N}} \right]$$

$$\text{Alors } B \geq 1,68 \text{ m on prend } B = 1,70 \text{ m}$$

c) vérification de la contrainte de sol

$$e_x \leq \frac{B}{6} ; \Rightarrow 0,19 \leq 0,28$$

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

d) condition de non fragilité

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 30 \text{ cm} \implies d = 35 \text{ cm} ; h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

e) condition de poinçonnement :

$$d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{bc}}} = 45.3 \text{ cm} .$$

f) ferrailage :

On considère notre semelle comme une poutre inversée uniformément chargée avec :

$$N = 2298,53 \text{ KN} ; M = 388,28 \text{ KN.m}$$

$$q = \sigma_m \cdot B \cdot L$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{Max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{B \times L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \implies \sigma_{Max} = 355.71 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{MIN} = \frac{N}{B \times L} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \implies \sigma_{MIN} = 142.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Alors } \sigma_m = 302.44 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq 1.33 \sigma_{SOL} = 341 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Donc } q = 3264.5 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{q \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} \implies A_s = 38.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte une section de : } A_{\text{adopte}} = 42 \text{ HA } 12 = 47.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = \frac{A_x}{4} = 11.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte une section de } A_{\text{adopte}} = 16 \text{ HA } 12 = 18.06 \text{ cm}^2$$

g) Vérification de la stabilité et renversement :

- **stabilité :** $N = 148.545 \text{ t}$ (combinaison E.L.S)

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_s \implies \frac{148.45}{6.35 \times 1.7} = 13.75 \text{ t/m}^2 = 1.37 \text{ bars} < 2.57 \text{ bars}$$

- **renversement :** $e = M / N \leq B / 4$ (combinaison 0.8G+E)

$$N = 510.29 \text{ KN} ; M = 10,56 \text{ KN.m}$$

$$e = 10.56 / 510.29 = 0.020 \leq 1.7 / 4 = 0.42 \text{ m} \dots \text{cv}$$

h) Vérification des cisaillements:

Cette vérification est pour définir la nécessité des cadres A l'abscisse (5h/6) on trouve :

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

$$V' = \frac{N(A-a-\frac{5h}{3})}{2(A-2e_x)} \quad \tau' = \frac{V'}{Bd} \leq \tau_{limite} = 0.07f_{t28}/\gamma_b = 1.17 \text{ MPa}$$

Tableau VI.4 : Vérification des cisaillements

semelle	N(kN)	e(m)	V'(kN)	τ (MPa)	τ_{limite} (MPa)	verifier
SF1(1.7*6.35)	1484	0.19	271,10	0.45	1.17	cv

VI.2.2.2 Dimensionnement SF2: Même principe pour la semelle filante 1 (SF1) :

Tableau VI.5 : les données SF2

	Longueur L(m)	Largeur B(m)	e_x (m) < B/6	d(m)	h(m)	d'(m)
SF2	5,05	1,00	0.05 < 0.16 cv	35	40	35,8

a) **Ferraillage SF2 :**

Tableau VI.6 : ferraillage de SF2

	N(KN)	M(KN.m)	σ_{Max} (KN/m ²)	σ_{MIN} (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	q(KN)	A _{pr}	Arp	Choisi A pr
SF2	876.43	47	225.69	121.52	199.64	1008.2	46,5	11,62	

b) **Vérification de la stabilité et renversement :**

- **stabilité** **N= 148.545t (combinaison E.L.S)**

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_s \quad \Longleftrightarrow \quad \frac{87,6}{5,05 \times 1,00} = 17.35 \text{ t/m}^2 = 1.73 \text{ bars} < 2.57 \text{ bars}$$

- **renversement** : $e = M / N \leq B / 4$ (combinaison 0.8G+E)

$$N = 501.79 \text{ KN} \quad ; \quad M = 23 \text{ KN.m}$$

$$e = 10.56 / 510.29 = 0.045 \leq 1.00 / 4 = 0.25 \text{ m} \quad \dots \text{cv}$$

c) **Vérification du cisaillement:** Cette vérification est pour définir la nécessité des cadres A l'abscisse (5h/6) on trouve :

Tableau VI.7 : Vérification du cisaillement

semelle	N(kN)	e(m)	V'(kN)	τ (MPa)	τ_{limite} (MPa)	verifier
SF2(1*5.05)	876.43	0.05	105.49	0.059	1.17	cv

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

Schéma de ferrailage :

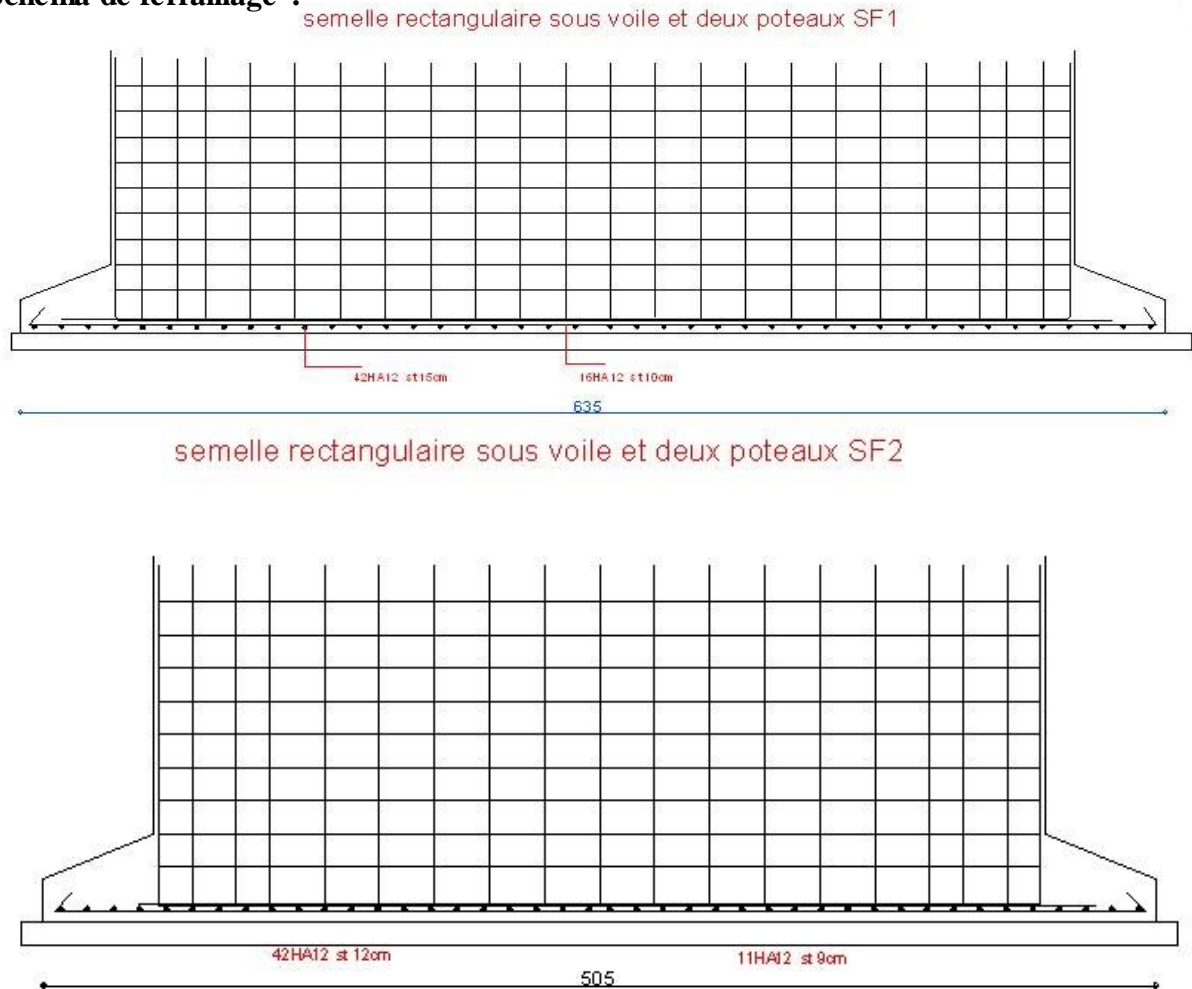


fig. VI.3 : ferrailage de semelles filantes 1et 2

VI-3) Calcul des longrines : Toutes les semelles seront chaînées par des longrines qui sont calculées pour résister à la traction d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha}$ (RPA 99 / V 2003)

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidaires par un réseau bi - directionnel de longrines on tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

✓ $25cm \times 30cm$: Site de catégorie S_2 et S_3

✓ $30cm \times 30cm$: Site de catégorie S_4

- α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré : $\alpha = 12$

$$F = \frac{1560}{12} = 130 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

Les dimensions de longrine sont $30\text{cm} \times 35\text{cm}$

- Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au $\min(20\text{cm}; 15 \times \phi_L)$

$$- A_{\min} = 0,6\% \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0,006 \times 30 \times 35$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 6,3\text{cm}^2$$

On prend 6T12 avec $A_s = 6,78\text{cm}^2$

✓ **Les armatures transversales :**

- Elles sont constituées par des cadres de HA8

- L'espacement : $S_t \leq \min(20\text{cm}, 1,5 \times \phi_L) \Rightarrow S_t \leq (20\text{cm}; 1,5 \times 1,2)$

$$\Rightarrow S_t \leq 18\text{cm}$$

Donc on prend $S_t = 15\text{cm}$

✓ **Schéma de ferrailage:**

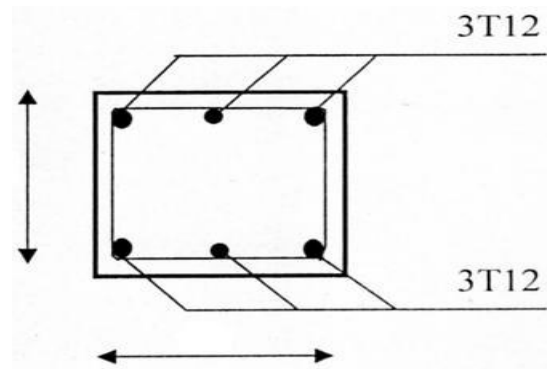


Fig. VI.4 : ferrailage de coupe de longrine

VI.4) voile périphérique

Notre voile périphérique joue le rôle d'un encastrement de la structure à la base.

D'après RPA 99 version 2003 Art [10.1.2], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ✓ Epaisseur $\geq 15\text{ cm}$;
- ✓ 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.

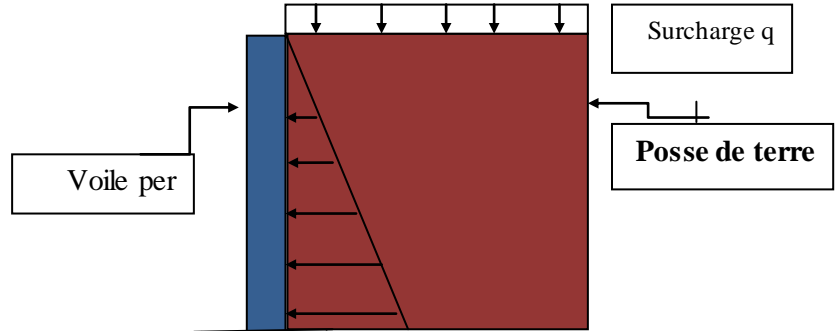
On adopte une épaisseur $e = 15\text{ cm}$.

La hauteur du voile périphérique égale à 3,7 m.

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

VI.4. 1 Méthode de calcul

Le voile périphérique est considéré comme une dalle pleine encadrée sur les quatre cotés. Il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale des terres (P), tel que :



VI.4. 1.1 Calcul des charges :

a- poussée des terres :

$$p_1 = 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec :}$$

p_1 : poussée de terre.

γ : Poids volumique de remblais 18KN/m^3 . **Fig.VI .5:** voile périphérique

h : hauteur de voile.

K_a : coefficient de poussée $K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

φ : Coefficient de frottement interne.

$$p_1 = 1/2 \times 0,33 \cdot 18 \times (2,85)^2 = 24,12 \text{ KN/m}$$

b- poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K_a \cdot q \cdot h = 0,33 \times 10 \times 2,85 = 9,4 \text{ KN/m}$$

c- La charge pondérée :

$$Q = 1,35 P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 1,8 + 1,5 \times 0,11 = 46,66 \text{ KN/ml}$$

VI.4. 1.2 calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2,85 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5,45 \text{ m}$$

$$L_x / L_y = 0,52 > 0,4$$

la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,52 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0937 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

$$M_{0x} = 0,0937 \times 46,66 \times 2,85^2 = 35,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,2500 \times 35,51 = 8,87 \text{ KN.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 26,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 6,65 \text{ KN.m}$$

Sens x :

$$M_{tx} = 26,63 \text{ KN.m} ; h=15\text{cm} ; d=0,9h = 13,5\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{26630}{100 \cdot (13,5)^2 \cdot 14,17} = 0,103 < \mu_{lu} = 0,213 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

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

$$Z_b = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 12,76\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{26630}{12,76 \times 348} = 5,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens-y :

$$M_{ty} = 6,65 \text{ KN.m} \quad h=15\text{cm} ; d=0,9h = 13,5\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,025 ; \mu_{lu} = 0,213 ; \alpha = 0,03 ; Z_b = 13,33\text{cm} ; A_s = 1,43\text{cm}^2$$

VI.4. 1.3 Condition de non fragilité :

Sens y : D'après RPA99 v2003 :

$$A_{y \text{ min}} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5\text{cm}^2/\text{ml}$$

Et d'après B.A.E.L.91 :

$$A_{y \text{ min}} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A_{\text{adopté}} = \max \{ A_{\text{calcul}} ; A_{\text{min RPA}} ; A_{\text{min BAEL91}} \}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max \{ 1,43 ; 1,5 ; 1,2 \}$$

$$A_{\text{adopté}} = 1,5\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend : 4T10/ml, $A = 3,14\text{cm}^2$, espacement $S_t = 25\text{cm}$.

$$\text{Sens x : } A_{\text{adopté}} = \max \{ A_{\text{calcul}} ; A_{\text{min RPA}} ; A_{\text{min BAEL91}} \}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max \{ 5,99 ; 1,5 ; 1,2 \}$$

$$A_{\text{adopté}} = 5,99\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend : 6HA12/ml, $A = 6,79\text{cm}^2$, espacement $S_t = 15\text{cm}$.

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

VI.4. 1.4 les vérifications :

Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ Détermination des moments à l'ELS

$$M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0937 \times 33,52 \times 2,85^2 = 25,51 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,2500 \times 25,51 = 6,37 \text{ KN.m}$$

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 19,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 4,77 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 8: Vérification à l'ELS

	A(cm ²)	M ser (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Sens X	6,2	19,13	8,36	189,39	$8,36 \leq 15$	$189,39 \leq 348$
Sens Y	2	4,77	1,2	163	$1,2 \leq 15$	$163 \leq 348$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_x = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{46,66 \times 2,85 \times 5,45}{2 \times 5,45 + 2,85} = 52,7 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = \frac{46,66 \times 2,85 \times 5,45}{3 \times 5,45} = 44,32 \text{ KN}$$

On doit vérifier:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{52700}{1000 \times 135} = 0,39 \text{ MPa} \leq \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

Vérification l'espacement :

Armateur Lx : $e_x \leq \min \{3 \cdot h ; 33\text{cm}\}$

$$15 \leq \min \{45 ; 33\text{cm}\} \dots \text{cv}$$

Armateur Ly : $e_x \leq \min \{4 \cdot h ; 45\text{cm}\}$

$$15 \leq \min \{60 ; 45\text{cm}\} \dots \text{cv}$$

Chapitre VI : études des éléments infrastructure

- Schéma ferrailage :

voile périphérique ep 15cm

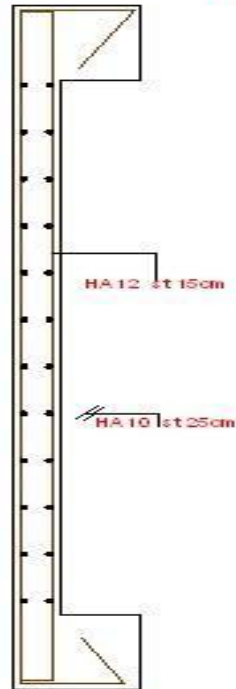


Fig.VI.6 : ferrailage de voile périphérique

conclusion

Dans ce chapitre on a dimensionné et ferrailé dans un premier lieu les fondations on a choisis de faire une semelle isolé sous poteau et une semelle filante sous voile.

Dans le douzième partie on a dimensionné et ferrailé le voile périphérique qui se trouve au sous sol, il a un rôle structural aussi c'est qu'il forme une boîte rigide permettant d'ancrer la structure dans le sol.

Conclusion:

Conclusion générale :

Conclusion générale :

Le projet de fin d'études est une phase importante dans la formation de l'étudiant Master et c'est la meilleure occasion pour lui mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les années d'étude universitaire.

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ceci est faite à partir de la consultation des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine du génie civil.

Nous avons appris à respecter les critères et les prescriptions et la réglementation en vigueur imposées par les codes.

L'utilisation du logiciel ROBOT2011 afin d'interpréter les résultats qui nous on permit d'aboutir aux ferrailages des différents éléments de construction.

L'ingénieur en génie civil a proposé des solutions raisonnables ; et sur le terrain d'une manière générale une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Enfin, nous espérons que ce modeste travaille sera un point de départ pour d'autres projets de fin d'études et sera complété et enrichi.

Annexe :

Référence et bibliographie

Références et bibliographie:

Manuels techniques :

[1] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

[2] : Resistance de matériaux de base-NOURDINE BOURAHLA

Travaux universitaires :

[1]: Mr BELKHEIR Mohammed Aghiles, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.

[2]: L. ZEGHICHI, A. MERZOUGUI & B. MEZGHICHE, lecture dans le reglement parasismique algerien, université mohamed khider - biskra, algérie, 2005.

[3]: MIHOUB Saber & RABTI Youcef, Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et rdc commercial (R+9+s/sol) contreventement mixte, memoire presente pour l'obtention du diplome d'ingenieur d'etat en genie civil, universite de m'sila, 2011.

[4]: TAALLAH Bachir , béton armé 1 , suport de cours ,universite mohamed khider biskra, 2015

Documents réglementaires :

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R B.C.2.2.**

[4] : Règlement particulier de la Marque NF-Liant hydrauliques

[5]: Règles **B.A.E.L 91**. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Edition EYROLLES, 1992.

Logiciels :

[1]: Autodesk Robot structural Analysis Professional 2011

[2]: Expert 2011

[3]: Auto CAD 2011

[4]:EXCEL 2007 et WORD 2007