



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE « ABBES LAGHROUR » DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série : ...

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

ETUDE D'UNE STRUCTURE EN BÉTON ARMÉ « CLINIQUE »

Réalisé par : - CHENAK Amira.
- BEDDIAF Zahoua.

Dirigé par : Dr. BOUHADRA Abdelhakim.

Présenté le 10/09/2020



اَفْسَسَ اَسْسَ بِنْيَانَهُ عِلْمِي تَقْوِي مَنِ اللهُ
وَرَضُوا خَيْرَ اَمْرٍ مَنِ اَسْسَ بِنْيَانَهُ عِلْمِي سَفَا
جُرُوفِ هَارٍ فَا نَهَارَ بِهِ فِي نَارِ جَهَنَّمَ وَاللهُ لَل
يَهْرِي الْقَوْمِ الظَّالِمِينَ

REMERCIEMENT

Tout d'abord, Nous tiens à remercier **ALLAH**, le clément et miséricordieux qui nous a donné la patience, la force et le courage durant ces longues années d'études pour mener à bien ce modeste travail.

Nous voulons aussi, dans un premier temps remercier notre encadreur « **Dr. BOUHADRA Abdelhakim** » pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Nous remercions également toute l'équipe pédagogique de l'université de '**Abbes Laghrour** ', et spécialement celle de l'institut de **Génie Civil**, pour les efforts qu'elle a déployé à l'effet de nous accompagner durant notre formation.

Nous remercions tous les enseignants au niveau de département de génie civil et l'ensemble des étudiants de la deuxième année master génie civil.

CHENAK Amira

BEDDIAF Zahwa

Dédicaces

Avec tout ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer ma sincère gratitude comme il se doit :

- *A l'homme exceptionnel à qui je dois la vie, ma réussite et tout mon respect : **Mon Chère Père.***
- *A la femme qui a souffert sans jamais se plaindre, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui a toujours doublé d'efforts pour me rendre heureuse : **Mon Adorable Mère.***
- *A ma Chère sœur « **Hanane** », qui n'a pas cessé de me conseiller, de m'encourager et de me soutenir tout au long de mes études. Que Dieu la protège.*
- *A mes frères « **AHMED, ZAKI, BILEL, MOUHAMED** » qui m'ont toujours soutenu. Que Dieu les protège et leur accorde une longue et joyeuse vie.*
- *A mes adorables neveux et nièce « **SILINE, ANES, ILYANE** » qui procurent à toute la famille la joie et le bonheur.*
- *A toutes mes amies surtout mon binôme « **BEDDIAF ZAHWA** » et mon amie et sœur « **BEN HOURIA HADJER** » ainsi qu'à ma meilleure amie « **ADJALI LEILA** » et « **EYCHA DEJBAILI** » qui j'ai connus jusqu'à présent. Merci pour leurs encouragements.*

CHENAK AMIRA

Dédicaces

Avec tout ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer ma sincère gratitude comme il se doit :

- *A l'homme exceptionnel à qui je dois la vie, ma réussite et tout mon respect : **Mon Chère Père.***
- *A la femme qui a souffert sans jamais se plaindre, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui a toujours doublé d'efforts pour me rendre heureuse : **Mon Adorable Mère.***
- *A mes Chères sœurs « **Nadia,souaad,somia** », qui n'a pas cessé de me conseiller, de m'encourager et de me soutenir tout au long de mes études. Que Dieu la protège.*
- *A mes frères «**MORAD,HACHEM,AHMED,YAZID ET ACHREF**» qui m'ont toujours soutenu. Que Dieu les protège et leur accorde une longue et joyeuse vie.*
- *A mes adorables neveux et nièces qui procurent à toute la famille la joie et le bonheur.*
- *A toutes mes amies surtout mon binôme « **CHENAK AMIRA** » et mon amie et sœur « **TEWATI SAMAH** » ainsi qu'à ma meilleure amie « **ZAHIA ZERAOULIA,FOUZIA MOUSSAOUI** » et « **AMEL** » qui j'ai connue jusqu'à présent. Merci pour leurs encouragements.*
- *A mon cher mari" **BEDRDIAF NACER**".*

***BEDDIAF ZAHOUA ***

Remerciment	
Dédicace	
Dédicace	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Résumé	
Introduction Général.....	1
Chapitre I : Présentation de l’ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de l’ouvrage.....	3
I.2.1. Introduction.....	3
I.2.2. Caractéristiques géométriques de la structure.....	3
I.2.3. Données du site.....	4
I.3. Règles de calculs.....	4
I.3.1. Présentation des règles CBA93.....	4
I.3.1.1. Domaine d’application.....	4
I.3.1.2. Principe de justifications.....	4
I.3.1.3. Définition des états-limites.....	4
I.3.2. Présentation des RPA99/version2003.....	5
I.3.3. Les logiciels utilisés.....	5
I.4. Conception de la structure.....	5
I.5. Eléments constituant l’ouvrage.....	5
I.5.1. Ossature de l’ouvrage.....	5
I.5.2. Plancher.....	6
I.5.2.1. Plancher à corps creux.....	6

I.5.2.2. Plancher à dalle pleine.....	6
I.5.3. Escalier.....	7
I.5.4. Maçonnerie.....	7
I.5.5. Revêtement.....	8
I.5.6. Acrotère.....	8
I.5.7. L'ascenseur.....	8
I.5.8. Fondation.....	8
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	8
I.6.1. Introduction.....	8
I.6.2. Le béton.....	8
I.6.2.1. Définition.....	8
I.6.2.2. Ciment.....	8
I.6.2.3. Granulats.....	9
I.6.2.4. Sables.....	9
I.6.2.5. Pierrailles.....	9
I.6.3. Dosage de béton.....	9
I.6.4. Masse volumique.....	9
I.6.5. Retrait.....	9
I.6.6. Fluage.....	9
I.6.7. Résistance mécanique du béton.....	10
I.6.7.1. Résistance à la compression.....	10
I.6.7.2. Résistance à la traction.....	10
I.6.7.3. Résistance minimale du béton.....	10
I.6.7.4. Coefficient de poisson.....	10
I.6.7.5. Déformation longitudinale de béton.....	11
I.6.7.5.1. Déformation instantanées.....	11
I.6.7.5.2. Déformation différées.....	11

I.6.7.5.3. Déformation transversales du béton.....	11
I.6.7.6. Contraintes limites du béton.....	11
I.6.7.6.1. Etat limite ultime.....	11
I.6.7.6.2. Etat limite de service.....	12
I.6.7.7. Contraintes limite de cisaillement.....	12
I.6.8. L'acier.....	12
I.6.8.1. Définition.....	12
I.6.8.2. Diagramme contrainte-déformation.....	13
I.6.8.3. Contraintes limites.....	13
I.6.8.4. Diagramme des déformations limites de la section (règles des trois pivots).....	14
I.7. Hypothèses de calcul.....	15
I.7.1. Etats limites d'ultimes.....	15
I.7.2. Etats limites de services.....	15
I.7.2.1. Hypothèses de calcul	15
I.8. Actions et sollicitations.....	16
I.8.1. Les actions.....	16
I.8.2. Les sollicitations.....	16
I.8.2.1. Combinaison d'actions.....	16
I.9. Matériaux utilisés dans cette étude.....	17

Chapitre II : Pré dimensionnement & descente des charges

II.1. Introduction.....	19
II.2. Pré dimensionnement des différents éléments.....	19
II.2.1. Pré dimensionnement des poutres.....	19
II.2.1.1. Poutres principales.....	19
II.2.1.2. Poutres secondaires.....	21
II.3. Les planchers.....	22
II.3.1. Plancher à corps creux.....	22

II.3.3. Poutrelles.....	23
II.4. Les escaliers.....	26
II.4.1. Les escaliers étage courant.....	26
II.4.2. Les escaliers de s-sol.....	28
II.5. Pré dimensionnement des voiles.....	29
II.6. L'acrotère.....	30
II.6.1. Pré dimensionnement de l'acrotère.....	30
II.6.2. Charges et surcharge.....	30
II.7. Evaluation et descente des charges.....	30
II.7.1. Poids volumiques des matériaux.....	30
II.7.2. Evaluation des charges.....	31
II.7.3. La descente des charges.....	35
II.7.3.1. La loi de dégression des charges.....	35
II.7.3.2. Estimation des charges permanentes.....	36
II.7.3.3. Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur le poteau de centre dans chaque niveau.....	39
II.7.3.4. Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur le poteau de rive dans chaque niveau.....	39
II.7.3.5. Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur le poteau d'angle dans chaque niveau.....	39
II.7.3.6. Dimensionnement des poteaux.....	40
II.7.3.6.1. Dimensionnement des poteaux pour s-sol.....	41
II.7.3.6.2. Dimensionnement des poteaux pour RDC.....4 ^{ème} étages.....	42
II.7.3.6.3. Vérification de la section des poteaux aux conditions des règles RPA.....	42
II.8. Conclusion.....	43
Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires	
III.1. L'acrotère.....	44
III.1.1. Schéma statique de l'acrotère.....	44

III.1.2. Calcul de l'excentricité.....	45
III.1.3. Ferrailage de l'acrotère.....	46
III.1.3.1. Ferrailage à l'ELU.....	46
III.1.3.2. Condition de non fragilité.....	46
III.1.3.3. Armatures de répartition.....	46
III.1.3.4. Justification à l'ELS.....	46
III.1.4. Vérification au cisaillement.....	47
III.1.5. Schéma de ferrailage.....	47
III.2. Les escaliers.....	47
III.2.1. Escalier étage courant.....	48
III.2.1.1. Charges et surcharges.....	48
III.2.1.2. Calcul des sollicitations.....	48
III.2.1.3. Ferrailage à l'ELU.....	49
III.2.1.4. Schéma de ferrailage.....	54
III.2.2. Escalier s-sol.....	54
III.2.2.1. Charges et surcharges.....	54
III.2.2.2. Calcul des sollicitations.....	55
III.2.2.3. Ferrailage à l'ELU.....	56
III.2.2.4. Schéma de ferrailage.....	60
III.3. La poutre palière.....	60
III.3.1. Pré dimensionnement.....	60
III.3.2. Evaluation des charges.....	61
III.3.3. Combinaison des charges.....	62
III.3.4. Calcul des moments.....	62
III.3.5. Répartitions des moments.....	63
III.3.6. Calcul des efforts tranchants.....	63
III.3.7. Ferrailage d'une poutre palière.....	63

III.4. Etude de l'ascenseur.....	68
III.4.1. Charge de l'ascenseur.....	69
III.4.1.1. Calcul des masses.....	69
III.4.1.2. Descente de charge.....	70
III.4.2. Vérification de dalle de poinçonnement.....	70
III.4.3. Evaluation des moments.....	71
III.4.3.1. Les moments dus à la charge concentrée.....	71
III.4.3.2. Les moments dus aux charges réparties.....	73
III.4.4. Ferrailage.....	74
III.4.4.1. Vérification de l'effort tranchant.....	74
III.4.4.2. Vérification à l'ELS.....	74
III.4.4.2.1. Vérification de la flèche.....	74
III.4.4.2.2. Moments dus aux charges concentrées.....	75
III.4.4.2.4. Moments dus aux charges réparties.....	75
III.4.5. Schéma de ferrailage.....	76
III.5. Les planchers.....	77
III.5.1. Les méthodes de calcul.....	77
III.5.1.1. Méthode forfaitaires.....	77
III.5.1.2. La méthode Caquot.....	78
III.5.1.3. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.....	79
III.5.1.4. Les efforts tranchants.....	79
III.5.2. Les différents types des nervures.....	79
III.5.3. Calcul des sollicitations.....	80
III.5.3.1. Plancher terrasse.....	80
III.5.3.2. Ferrailage des nervures.....	84
III.5.3.3. Justification vis-à-vis de sollicitation tangente.....	88
III.5.3.4. Vérification de la flèche.....	89

III.5.3.5. Schéma de ferrailage (plancher terrasse).....	89
III.5.4. Plancher étage courant.....	90
III.5.4.1. Diagramme des moments fléchissant et effort tranchantes.....	91
III.5.4.2. Ferrailages des nervures (plancher étage).....	93
III.5.4.3. Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (ELU).....	97
III.5.4.4. Vérification de flèche.....	98
III.5.4.5. Schéma de ferrailage (plancher étage).....	98
III.5.5. Ferrailage de la dalle de compression.....	99
III.5.5.1. Schéma de ferrailage (dalle de compression).....	100
III.6. Conclusion.....	100
 Chapitre IV : Etude de sismique	
IV.1. Introduction.....	101
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	101
IV.3.1. Méthode statique équivalente.....	101
IV.3.1.1. Principe.....	101
IV.3.1.2. Condition d'application.....	102
IV.3.1.3. Calcul de la force sismique totale.....	102
IV.3.1.3.1. Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	102
IV.3.4. Nombre des modes à considérer	106
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	106
IV.3.2.1. Principe.....	106
IV.3.2.2. Hypothèses de calcul	107
IV.3.2.3. Présentation du logiciel	107
IV.3.2.4. Etapes de modélisation	108
IV.3.2.5. Modélisation	109
IV.3.2.6. Spectre de réponse.....	109
IV.4. Analyse statique et dynamique.....	110

IV.4.1. Combinaison des actions.....	111
IV.4.2. Poids totale de la structure.....	111
IV.4.3. Analyse de la structure.....	111
IV.4.4. La disposition des voiles.....	112
IV.4.5. Caractéristiques géométrique et massique de la structure.....	112
IV.5. Résultats de calcul (ROBOT).....	115
IV.5.1. Période et facteurs de participation modale.....	115
IV.5.2. Formes modales de la structure non rigidifiée latéralement.....	116
IV.6. Distribution verticale de la force sismique.....	117
IV.7. Vérification des méthodes.....	118
IV.7.1. Vérification de période.....	118
IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	119
IV.7.3. Justification de l'interaction portiques voiles.....	119
IV.8. Calcul des déplacements.....	119
IV.9. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P.Δ.....	120
IV.10. Stabilité au renversement.....	121
IV.11. Conclusion.....	123
Chapitre V : Etude des éléments principaux	
V.1. Introduction.....	124
V.2. Etude des poutres.....	124
V.2.1. Ferrailage des poutres.....	124
V.2.2. Combinaison de calcul.....	124
V.2.3. Etape à suivre.....	125
V.2.4. Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.....	126
V.2.5. Exemple d'étude de la poutre principale.....	126
V.2.5.1. Ferrailage des poutres (flexion simple).....	126
V.2.5.2. Calcul réglementaire et vérification.....	126

V.2.5.2.1. Les sollicitations.....	127
V.2.5.2.2. Exemple du calcul poutre principale.....	127
V.2.5.2.3. Poutre principale (35*45).....	128
V.2.5.3. Calcul récapitulatif des poutres.....	134
V.2.6. Schéma de ferrailage des poutres.....	137
V.3. Ferrailage des poteaux.....	137
V.3.1. Aspect réglementaire.....	137
V.3.2. Les sollicitations.....	140
V.3.3. Exemple de calcul de poteau (50*50).....	141
V.3.4. Calcul récapitulatif des poteaux.....	146
V.3.4.1. Poteau (45*45).....	146
V.3.4.2.Poteau circulaire (D= 50 cm)	148
V.4. Ferrailage des voiles.....	149
V.4.1. Exemple de calcul d'un voile pleine (e = 20cm).....	150
V.4.2. Schéma de ferrailage des voiles.....	159
V.5. Conclusion.....	159
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction.....	161
VI.2. Calcul des longrines.....	161
VI.2.1. Introduction.....	161
VI.2.2. Pré dimensionnement.....	161
VI.2.3. Ferrailage longitudinale des longrines.....	161
VI.2.3.1. Etat limite ultime.....	162
VI.2.3.2. Etat limite service.....	162
VI.2.3.3. Vérification de la condition de non fragilité.....	162
VI.2.3.4. Recommandation de l'RPA99 version 2003.....	162

VI.2.4. Armatures transversales.....	163
VI.2.4.1. Diamètre des armatures transversales.....	163
VI.2.4.2. Espacement des armatures transversales.....	163
VI.2.5. Schéma de ferrailage.....	163
VI.3. Etude du voile périphérique.....	164
VI.3.1. Dimensionnement.....	164
VI.3.2. Détermination des sollicitations.....	164
VI.3.3. Calcul de la force de poussée.....	165
VI.3.4. Calcul des moments fléchissant.....	165
VI.3.5. L'effort tranchant maximal.....	166
VI.3.6. Ferrailage des voiles.....	167
VI.3.6.1. Condition de non fragilité.....	168
VI.3.6.2. Armature minimales.....	168
VI.3.7. L'écartement des armatures.....	168
VI.3.8. Vérification de l'effort tranchant.....	168
VI.4. Etude de fondation.....	169
VI.4.1. Introduction.....	170
VI.4.2. Choix du type de fondation.....	172
VI.4.3. Calcul des semelles.....	172
VI.4.4. Calcul des semelles isolées.....	172
VI.4.4.1. Semelle sous poteau central.....	174
VI.4.4.2. Calcul du ferrailage.....	176
VI.4.4.3. Schéma de ferrailage (x-x).....	177
VI.4.5. Schéma de ferrailage (y-y).....	177
VI.4.6. Semelle sous poteaux de rive.....	179
VI.4.6.1. Calcul du ferrailage.....	181
VI.4.6.2. Schéma de ferrailage (x-x).....	181

VI.4.6.3. Schéma de ferrailage (y-y).....	183
VI.7. Semelle filantes.....	183
VI.7.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur (20cm).....	183
VI.7.2. Calcul des sollicitations.....	183
VI.7.3. Schéma de ferrailage	185
Conclusion générale.....	186

Liste des figures

Figure I.1 : Plancher à corps creux.....	06
Figure I.2 : Plancher à dalle pleine.....	07
Figure I.3 : Brique creuse.....	07
Figure I.4 : Déformation longitudinaux et transversaux.....	10
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton.....	12
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	13
Figure I.7 : Diagrammes des déformations limitent de la section (3 pivot).....	14
Figure II.1 : Dimensions à respecter par les poutres selon RPA99/v2003.....	19
Figure II.2 : Pré dimensionnement des poutres principales.....	20
Figure II.3 : Pré dimensionnement de poutre secondaire.....	22
Figure II.4 : Dalle en corps creux.....	23
Figure II.5 : Section de la nervure.....	24
Figure II.6 : Dimensions adoptée des poutrelles.....	25
Figure II.7 : Schéma d'un escalier.....	26
Figure II.8 : Pré dimensionnement des voiles selon RPA99/v2003.....	29
Figure II.9 : Schéma de l'acrotère.....	30
Figure II.10 : Plancher terrasse (corps creux).....	31
Figure II.11 : Plancher étage courant (corps creux).....	32
Figure II.12 : Détail mur extérieur.....	33
Figure II.13 : Section des poteaux (45*45).....	42
Figure II.14 : Section des poteaux (40*40).....	43
Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.....	43
Figure III.2 : Schéma de ferrailage (acrotère).....	46
Figure III.3 : Schéma de la section d'escalier (étage courant).....	47
Figure III.4 : Schéma statique d'escalier (étage courant).....	48
Figure III.5 : Schéma de ferrailage d'escalier (étage courant).....	53

Figure III.6 : Schéma de la section d'escalier (s-sol).....	53
Figure III.7 : Schéma statique d'escalier (s-sol).....	54
Figure III.8 : Schéma de ferrailage d'escalier (s-sol).....	59
Figure III.9 : Pré dimensionnement de poutre palière.....	60
Figure III.10 : Schéma statique de poutre palière.....	60
Figure III.11 : Schéma de ferrailage d'une poutre palière.....	66
Figure III.12 : Schéma d'un ascenseur mécanique.....	67
Figure III.13 : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine	69
Figure III.14 : Schéma de représentation des charges.....	70
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	75
Figure III.16 : Les différents types des nervures.....	78
Figure III.17 : Géométrie de la nervure.....	82
Figure III.18 : Géométrie de la nervure.....	82
Figure III.19 : Schéma de ferrailage d'un plancher terrasse.....	88
Figure III.20 : diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants (étage courant)..	91
Figure III.21 : Géométrie de la nervure.....	92
Figure III.22 : Schéma de ferrailage de plancher étage.....	97
Figure III.23 : Schéma de ferrailage de dalle de compression.....	98
Figure IV.1 : Etapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural Anayse Professional.....	107
Figure IV.2 : Modélisation de la structure par l'interface de Robot.....	108
Figure IV.3 : Diagramme de spectre de réponse.....	109
Figure IV.4 : Position des voiles.....	111
Figure IV.5 : Mode 1 (3D).....	115
Figure IV.6 : Mode 2 (3D).....	116
Figure IV.7 : Mode 3 (3D).....	116

Figure V.1: section de poutre.....	127
Figure V.2: Sollicitations sur les poteaux.....	136
Figure V.3: Méthode des contraintes.....	137
Figure V.4: Diagramme d'une section entièrement comprimée.....	145
Figure V.5: Diagramme d'une section entièrement tendu.....	146
Figure V.6: Diagramme d'une section partiellement comprimée.....	148
Figure V.7 : méthode des contraintes.....	150
Figure V.8 : diagramme d'une section entièrement comprimée.....	150
Figure V.9: diagramme d'une section entièrement tendue.....	151
Figure V.10 : diagramme d'une section partiellement comprimée.....	151
Figure V.11 : Schéma de ferrailage des voiles.....	159
Figure VI.1: Schéma de ferrailage de longrine.....	162
Figure VI.2: Pression des terres sur le voile périphérique.....	163
Figure.VI.3: Schéma de Ferrailage de voile périphérique.....	168
Figure VI.4 : Schéma d'une semelle isolée.....	169
Figure VI.5 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.....	173
Figure VI.6 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.....	174
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de semelle isolée intermédiaire (x-x).....	175
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de semelle isolée intermédiaire (y-y).....	176
Figure VI.9: Dimensionnement d'une semelle isolée de rive dans le sens x-x.....	179
Figure VI.10 : Dimensionnement d'une semelle isolée de rive dans le sens y-y.....	179
Figure VI.11: Schéma de ferrailage de semelle isolée de rive (x-x).....	180
Figure VI.12 : Schéma de ferrailage de semelle isolée de rive (y-y).....	182
Figure VI.13 : Schéma de ferrailage de semelle filante.....	184

Listes des tableaux

Tableau I.1 : Les caractéristiques géométriques de la structure.....	03
Tableau I.2 : La composition moyenne du béton.....	09
Tableau I.3 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie.....	13
Tableau I.4 : Combinaison d'actions à ELS.....	16
Tableau I.5 : Combinaison d'actions à ELU.....	17
Tableau I.6 : Caractéristiques des matériaux utilisés dans cette étude.....	18
Tableau II.1 : Dimensionnements du plancher corps creux.....	24
Tableau II.2 : Charges et surcharges du plancher terrasse.....	32
Tableau II.3 : Charge et surcharge du plancher étage.....	32
Tableau II.4 : Charges du mur extérieur.....	33
Tableau II.5 : Charges du mur intérieur.....	33
Tableau II.6 : Charge et surcharge du palier de repos.....	34
Tableau II.7 : Charges et surcharge de paillasse (étage courant).....	34
Tableau II.8 : Charge et surcharge de volée (s-sol).....	35
Tableau II.9 : Loi de dégression de charges d'exploitation	35
Tableau II.10 : Estimation des charges permanentes (poteau de centre).....	36
Tableau II.11 : Estimation des charges permanentes (poteau de rive).....	37
Tableau II.12 : Estimation des charges permanentes (poteaux d'angle).....	38
Tableau II.13 : Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur poteaux de centre.....	39
Tableau II.14 : Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur poteaux de rive.....	39
Tableau II.15: Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur poteaux d'angle.....	39
Tableau II.16 : Récapitulatif des dimensions des éléments.....	43
Tableau III.1 : Moment et l'effort normal (acrotère).....	44
Tableau III.2 : Combinaison de charges (étage courant).....	47
Tableau III.3 : Chargements sur l'escalier.....	47
Tableau III.4 : Moments des escaliers aux états limites (étage courant).....	48
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des ferrailages (d'un escalier étage courant).....	52
Tableau III.6 : Combinaison des charges (s-sol).....	53
Tableau III.7 : Chargements sur l'escalier (s-sol).....	54
Tableau III.8 : Moments des escaliers à l'état limites (s-sol).....	55
Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des ferrailages escalier (s-sol).....	59
Tableau III.10 : Résultats des moments à l'ELU (ascenseur).....	71
Tableau III.11 : Résultats des moments à l'ELS (ascenseur).....	73
Tableau III.12 : Chargement sur les planchers.....	75
Tableau III.13 : Sollicitation des plancher terrasse à l'ELU.....	79
Tableau III.14 : Sollicitation des plancher terrasse à l'ELS.....	79

Tableau IV.1 : Coefficients d'accélération de zone.....	101
Tableau IV.2 : Coefficients de pénalité.....	102
Tableau IV.3 : Valeur de ζ (%).....	103
Tableau IV.4 : Les poids de chaque niveau.....	110
Tableau IV.5 : Les centres de masse et de torsion de chaque niveau.....	113
Tableau IV.6 : Valeur des excentricités théorique de chaque niveau.....	113
Tableau IV.7 : Valeur des excentricités accidentelles de chaque niveau.....	114
Tableau IV.8 : Périodes et facteur de participation nodale.....	115
Tableau IV.9 : Les valeurs des efforts F.....	117
Tableau IV.10 : Effort tranchant dans chaque étage (voiles poteau).....	118
Tableau IV.11 : Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans les deux sens.....	119
Tableau IV.12 : L'effet (p- Δ) de second ordre dans chaque étage.....	120
Tableau IV.13 : Moment de renversement dans chaque étage (x-x) (y-y).....	121
Tableau V.1: Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.....	125
Tableau V.2: Sollicitations des poutres de la terrasse.....	126
Tableau V.3: Résultats de calcul des poutres en flexion simple (terrasse).....	133
Tableau V.4: Les barres choisies pour les poutres terrasse.....	134
Tableau V.5: Sollicitation des poutres d'étage courant.....	134
Tableau V.6: Résultats de calcul des poutres en flexion simple (étage).....	135
Tableau V.7: Les barres choisies pour les poutres (étage).....	135
Tableau V.8: Sollicitation des poteaux (50*50).....	140
Tableau V.9: Calcul et choix des sections d'armatures.....	145
Tableau V.10: Vérification des contraintes.....	146
Tableau V.11: Calcul et choix des sections d'armatures.....	147
Tableau V.12: Vérification des contraintes.....	147
Tableau V.13: Ferrailage longitudinal des voiles.....	157
Tableau V.14: Ferrailage horizontal des voiles	157
Tableau V.15: Tableau récapitulatif des poutres.....	158
Tableau V.16: Tableau récapitulatif des poteaux.....	158
Tableau V.17: Tableau récapitulatif des voiles.....	159
Tableau VI.1 : Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.....	165
Tableau VI.2: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis terrasse.....	166
Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.....	167
Tableau VI.4 : Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.....	171
Tableau VI.5 : Sollicitations des semelles isolées de rive.....	177
Tableau VI.6 : Sollicitations des semelles filantes.....	182

Liste des symboles :

f_{cj}	Résistance en compression à j jour du béton
f_{tj}	Résistance à la traction à j jour du béton
E_{ij}	Résistance à la traction à j jour du béton
E_{vj}	Module de déformation différé du béton
G	Module de déformation transversale
ν	Coefficient de poisson
f_{bu}	Résistance conventionnelle ultime à la compression
ε_{bc}	Déformation unitaire du béton
σ_{bc}	Contrainte de compression dans le béton
$\bar{\tau}_u$	Contraintes limites de cisaillement
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte maximale limite dans le béton
σ_s	Contrainte maximale de traction des aciers
f_e	Limite d'élasticité des aciers utilisés
B_r	La section de béton réduite du béton
\bar{f}	La flèche admissible
λ	L'élancement de l'élément poteau
L_f	Longueur de flambement
e_1	L'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.
e_a	Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution
e_2	Excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure
μ_{bu}	Moment réduit
A_s	Section d'armature tendue
A_s'	Section d'armature comprimée
A_{min}	Section minimale d'armature
A_t	Section d'armature transversale
S_t	Espacement des armatures transversales
T_u	Le moment de torsion ultime
α	Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section
Ω	L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois
V	Effort tranchant
M_k	Moment de renversement dans chaque étage
δ_k	Les déplacements horizontaux absolus
Δ_k	Les déplacements relatifs
M_{uf}	Moment ultime fictif
A_{sf}'	Section d'armature fictive
ϕ_L	Diamètre maximal des armatures longitudinales
ρ_a	Coefficient correcteur qui tient compte de l'élancement géométrique des poteaux
δ_t	L'espacement des armatures transversales
λ_g	L'élancement géométrique du poteau
ψ	coefficient de remplissage

Résumé

Le présent travail consiste à étude d'une clinique en béton armé composé de (sous-sol + RDC + 4 étage), ce projet implanté dans la wilaya de Stif.

L'étude de notre structure est assistée par l'utilisation des nouveaux logiciels de modélisation (Autodesk Robot Structural Professional 2020), calcul et vérification (Expert), qui influent d'une fiabilité dans la stabilité de l'ouvrage en cas d'un séisme, en assurant une adéquation entre l'économie et la sécurité.

Le déroulement des calculs de ce mémoire a été faite en deux manières, manuelles et numériques en respectant les différents règlements et documents techniques de DTR, CBA 93, BAEL91 mod 99 et des dispositions constructives du règlement parasismique algérien RPA99.

Mots clés :

Béton armé, séisme, économie, sécurité, règlements.

الملخص

عمل المذكرة الحالية هو دراسة عيادة منجزة بالخرسانة المسلحة تحتوي على (تحت أرضي + أرض + 4طوابق)، يقع هذا المشروع في ولاية سطيف

إن دراسة هيكل البناية قد تمت عن طريق استخدام برامج جديدة في النمذجة Auto desk (Robot Structural) (Profession 2020) والحساب والتحقق (Expert)، التي تؤثر على الموثوقية والدقة في استقرار الهيكل في حالة وقوع زلزال وضمان التوازن بين الاقتصاد وسلامة البناية وقد تمت مختلف الحسابات في هذه المذكرة بطريقتين، يدوية ورقمية احترام القواعد الفنية المختلفة والوثائق (DTR ,CBA93, BAE/91 mod 99) ونظام مضاد الزلازل الجزائر .

الكلمات المفتاحية:

الخرسانة المسلحة، الزلزال، الاقتصاد السلامة، اللوائح.

Summary

The present work is to study reinforced concrete clinic of (Basement + Ground + 4 floors), this project is located in the wilaya of STIF.

The study of our structure is assisted by the use of new modelling software (Autodesk Robot Structural Professional 2020), calculation and verification (Expert), which affect the reliability in the stability of the structure in case of an earthquake, ensuring a balance between economy and security the sequence of calculation in this memory was done in two ways, manual and digital respecting the different technical regulation and documents (DTR, CBA93, BAEL 91 mod 99) and constructive settlement provisions of the Algerian earthquake RPA99.

Key words:

Reinforced concrete, earthquake, economy, safety, regulations.

INTRODUCTION

Introduction:

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort. L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Égypte, et de nos jours les extraordinaires buildings à l'image des deux tours de Malaisie.

Le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, et notamment dans le secteur de la construction, ont donné une avancée importante dans le secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, CM...).

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, cette zone est représentée comme étant une région à forte sismicité, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Construire dans des zones de forte sismicité représente un danger important à cause des dégâts que le séisme peut engendrer à la structure. Pour chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a pour buts :

- Sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Économie : diminution des coûts du projet (dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages, tels que :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).

- Résistance au feu

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyenne sismicité, clinique R+4 et un sous-sol à la wilaya de Setif.

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers et les planchers...etc.).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural analyses Professional 2014.
- Le calcul des ferrailages des éléments principaux, fondé sur les résultats du logiciel de calcul **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2020** est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre, on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE

PROJET ET

PROPRIETES DES

MATERIAUX

I.1.Introduction :

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

Le but de ce modeste travail est de calcul une structure (clinique) est d'assurer la compatibilité de son comportement pendant sa durée de vie. En effet, l'étude de cette structure vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cycle de formation en Master génie civil, et d'appliquer les règles de conception et de calcul d'un ouvrage en béton armé en l'occurrence, une clinique en (R+4+SS) qui présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation et dont le système de contreventement est assuré par des voiles.

Notre structure doit être calculée et conçue de manière qu'elle reste apte à l'utilisation prévue, et assurée la durée de vie envisagée ainsi que le coût économique de réalisation :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions ou chocs.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, et qu'elle ait une durabilité convenable.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

I .2.1.Introduction :

Le présent projet consiste à étudier une clinique (R+4+SS) constitué d'un RDC et 4 étage avec une terrasse inaccessible et un sous-sol. L'ouvrage est classé dans le **groupe d'usage 2** et implanté à Sétif, ville située en zone **I**II**** de moyenne sismicité, selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003).

I.2.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

Longueur Totale (m)	27.94
Largeur Totale (m)	22.49
Hauteur Totale (m)	22.76
Hauteur du sous-sol (m)	3.06
Hauteur d'étage courant (m)	3.74
Hauteur de R.D.C (m)	3.74
Surface total (m²)	584.6

Tableaux I.1 : les Caractéristiques géométriques de la structure.

I.2.3. Données du site :

- ✓ La clinique est implantée dans une zone classée par les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 comme zone de sismicité moyenne zone IIb ;
- ✓ L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** ;
- ✓ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$.

I.3. Règles de calculs :

Les règlements utilisés pour la conception et le calcul de ce projet sont les suivants :

1. Règle parasismique algérienne (**RPA99 version 2003 ou DTR-BC.2.48**).
2. Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR**).
3. Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91 modifiée 99**).
4. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).

I.3.1. Présentation des règles CBA (93) :

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus récentes devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I.3.1.1. Domaine d'application :

Le CBA93 est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300Kg par m^3 de béton mise en œuvre.

I.3.1.2. Principe de justifications :

Les principes justificatifs sont conduits la théorie des états limites tel que spécifiés dans le DTR-BC 2.1 « principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages ».

I.3.1.3. Définition des états-limites :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas), On distingue deux sortes d'état limite :

a. État limite ultime ELU :

L'état limite ELU correspondant à :

- La perte de l'équilibre statique de construction (basculement) ;

- La perte de résistance de l'un des matériaux (rupture) ;
- La perte de la stabilité de forme (flambement) ;

b. États limite de service ELS :

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

- État limite de compression du béton ;
- État limite d'ouverture des fissures ;
- État limite de déformation.

I.3.2.Présentation des RPA 99/Version 2003 :

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTC) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 99 » dont il garde la philosophie originelle.

Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure. Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce domaine aussi bien aux niveaux national qu'international.

I.3.3.Les logiciels utilisés :

- Auto desk Robot Structural Analysais Professional **2020** : pour la modélisation de la structure ;
- AUTOCAD **2016** : pour les dessins des plans ;

I.4.Conception de la structure :

La structure doit répondre aux critères suivants : stabilité, résistance et confort. Le calcul a été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par :

- Les charges verticales (Charges Permanentes et Surcharges d'exploitations).
- Les charges horizontales (dues à l'action du Séisme).

I.5.Éléments constituant l'ouvrage :

I.5.1.Ossature de l'ouvrage :

L'ossature de l'ouvrage est constituée de portiques et de voiles. En ce qui concerne le contreventement de la structure, il est assuré uniquement par les voiles.

I.5.2.Plancher:

Le plancher est défini comme une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- ✚ Les planchers à corps creux.
- ✚ Les planchers à dalle pleine.

I.5.2.1.Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles bétonnées sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure est par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (Coffrage perdu constitué par le corps creux).

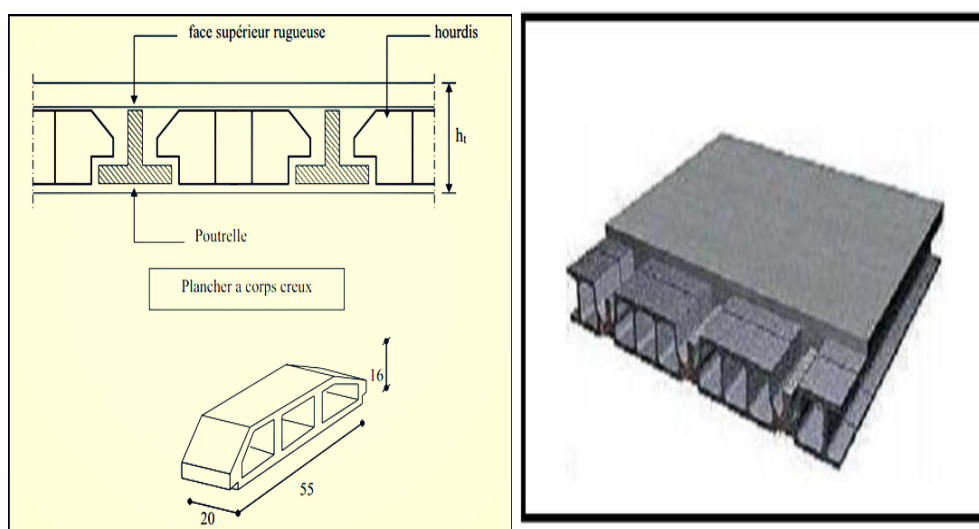


Figure I.1: Plancher à corps creux.

I.5.2.2.Plancher à dalle pleine :

Pour certaines zones, des dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le dessein de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles à ces zones.



Figure I.2 : Plancher à dalle pleine.

I.5.3.Escalier :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et deux paliers inter étage, cet élément (escalier) est coulé sur place.

I.5.4.Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

Le type de maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

A. Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

B. Murs intérieurs : Cloisons de séparation de 10 cm.

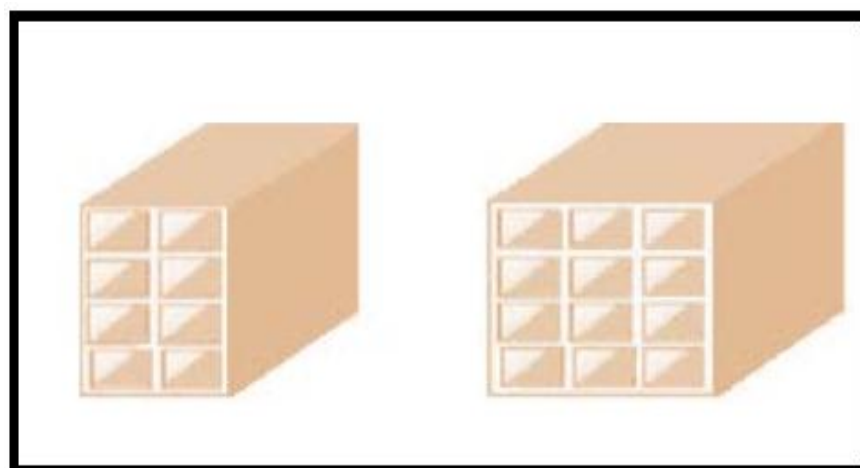


Figure I.3: Brique creuse.

I.5.5.Revêtement :

Les différents revêtements du bâtiment sont constitués par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.5.6.Acrotère :

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

I.5.7.L'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est dispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.5.8.Fondations :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de **2 bars** et la profondeur d'ancrage de **2m** dans le sol.

I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1.Introduction :

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

I.6.2.Le béton :

I.6.2.1.Définition :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques. Pour fabriquer **1m³** de béton, il faut environ **300 kg** de ciment, **800 kg** de sable, **1.050 kg** de granulat et **175 l** d'eau.

I.6.2.2.Ciment :

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

I.6.2.3. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.

I.6.2.4. Sables :

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

I.6.2.5. Pierrailles :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre **5 et 25 à 30 mm**. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.6.3. Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à **350 Kg/m**. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Composantes	Graviers (5 /25)	Sable (0/5)	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I.2 : Les compositions moyennes du béton.

I.6.4. Masse volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre **2200 et 2400 kg/m³** (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de **2500 kg/m³**).

I.6.5. Retrait :

Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume.

I.6.6. Le fluage :

Lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps ; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs :

- Composition du béton ;
- Géométrie de la pièce ;
- Conditions atmosphériques ;
- L'âge du béton lors de l'application de la charge.

I.6.7. Résistance mécanique du béton :

I.6.7.1. Résistance à la compression : BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes **16cm x 32cm**. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{À un âge } j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = \frac{j}{4,67 + 0,83 j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]} \\ \text{À un âge } j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]} \end{array} \right.$$

Dans tous les cas, la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de **200 cm²** de section et d'une hauteur double de leur diamètre ce qui nous conduit à une éprouvette de diamètre **16cm** et de hauteur **32cm**.

I.6.7.2. Résistance à la traction : BAEL91 Article (A.2.1 ,12).

La résistance caractéristique à la traction du béton à J jours notée f_{ij} est conventionnellement définie par la relation :

$$a) f_{ij} = 0,6 + 0,060 f_{cj} \rightarrow \text{pour notre cas : } f_{i28} = 2,1 \text{ MP a.}$$

I.6.7.3. Résistance minimale du béton :

La résistance caractéristique nominale f_{c28} dit être de **15MPa** quand on utilise des aciers de haute adhérence et **12MPa** lorsque l'on utilise des aciers lisses.

I.6.7.4. Coefficient de poisson : BAEL 91 Article (A.2.1, 3).

$$v = \frac{\text{déformation transverse}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à :

$$v = 0,20 \rightarrow \text{pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)}$$

$$v = 0 \rightarrow \text{pour la justification aux E.L.U}$$

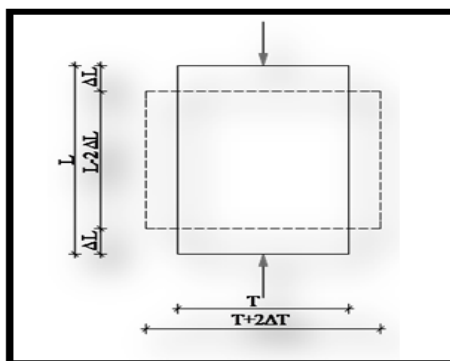


Figure I.4: déformations longitudinaux et transversaux.

I.6.7.5. Déformations longitudinale du béton :**I .6.7.5.1. Déformations instantanées E_{ij} :** BAEL91 Article (A.2.1, 2).

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

I.6.7.5.2. Déformations différées (E_{vj}): BAEL91 Article (A.2.1 ,22).

Sous contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différées (E_{vj}) du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I.6.7.5.3. Déformations transversales du béton :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par l'expression suivant :

$$G = E/2(1 + \nu)$$

I.6.7.6. Contraintes limites du Béton :

D'après BAEL91 Article (A.4.3 ,4), on distingue deux états limites :

I.6.7.6.1. État limite Ultime :

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Notation :

$$\theta = 1 \Rightarrow \text{durée} > 24h$$

$$\theta = 0.9 \Rightarrow 1h < \text{durée} < 24h$$

$$\theta = 0.85 \Rightarrow \text{durée} < 1h$$

ET

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{Combinaisons courantes}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{Combinaisons accidentelles.}$$

Dans notre cas $\rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

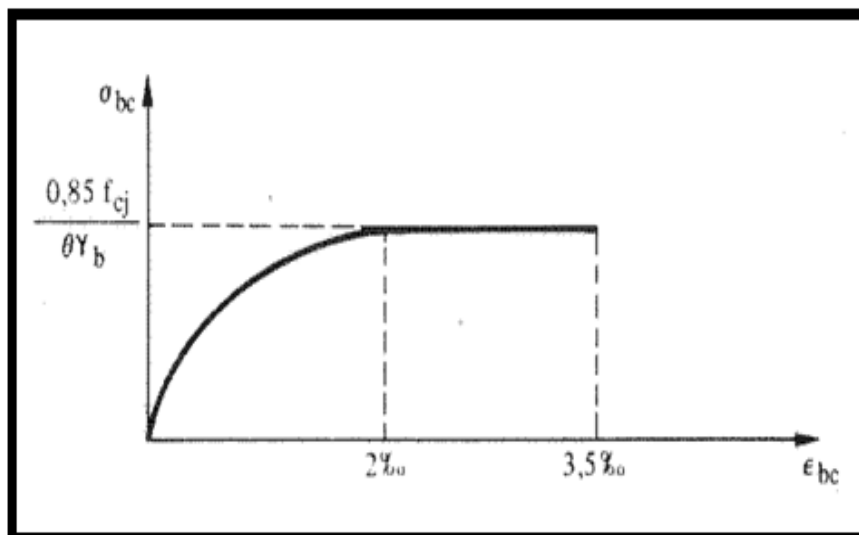


Figure I.5: Diagrammes contraintes –déformations du béton.

I.6.7.6.2.État limite de service :

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- Un état limite de compression du béton.
- Un état limite d'ouverture de fissure.

Les contrainte de compression du béton est limite à $0,6f_{cj}$, dans notre cas $\rightarrow \sigma_{bc}=15\text{MPa}$.

I.6.7.7.Contrainte Limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement a ELU est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

La contrainte admissible de cisaillement est limitée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) : \text{Fissuration peu préjudiciable.} \\ \tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable \& fissuration très Préjudiciable.} \end{array} \right.$$

I.6.8.L'acier :

I.6.8.1.Définition :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour **0,15 à 0,25%** de carbone.
- Aciers durs pour **0,25 à 0,40 %** de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pour toutes les nuances est noté E_S et a pour valeur : $E_S = 2,10^5 \text{MPa}$ BAEL91 Article (A.2.2.1).

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Tableau I.3: Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

I.6.8.2. Diagramme contrainte-déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).

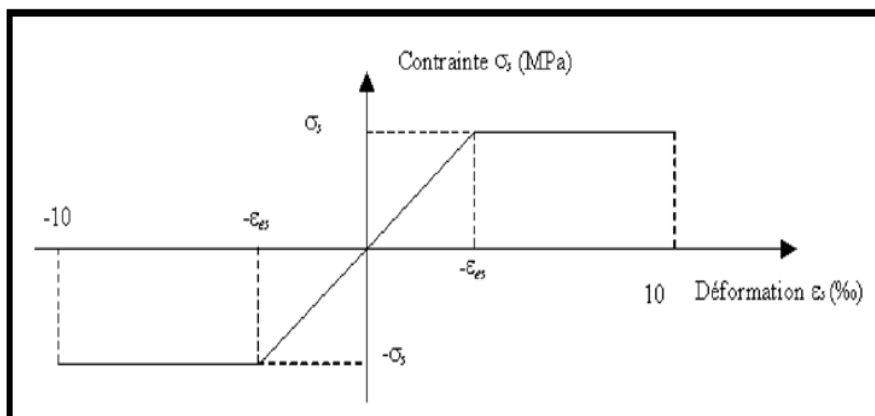


Figure I- 6: Diagramme contrainte déformation d'acier.

I.6.8.3. Contraintes limites :

La contrainte limite de l'acier est calculée avec la formule :

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

Avec :

$\gamma_s = 1,15$ Combinaisons courantes.

$\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

Selon le type de fissuration la contrainte limite de traction est calculée avec une des formules suivantes :

- Cas de fissuration peut préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = f_e$
- Cas de fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{\eta f_{ij}}, 240 \text{Mpa}) \right\}$
- Cas de fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max (90 \sqrt{\eta f_{ij}}, 200 \text{Mpa}) \right\}$

Avec un coefficient de fissuration égale à :

- ✓ $\eta = 1$ Pour des barres rondes lisses.
- ✓ $\eta = 1,6$ Pour des barres a haute adhérence.

I.6.8.4. Diagramme des déformations limites de la section (Règles des trois pivots) :

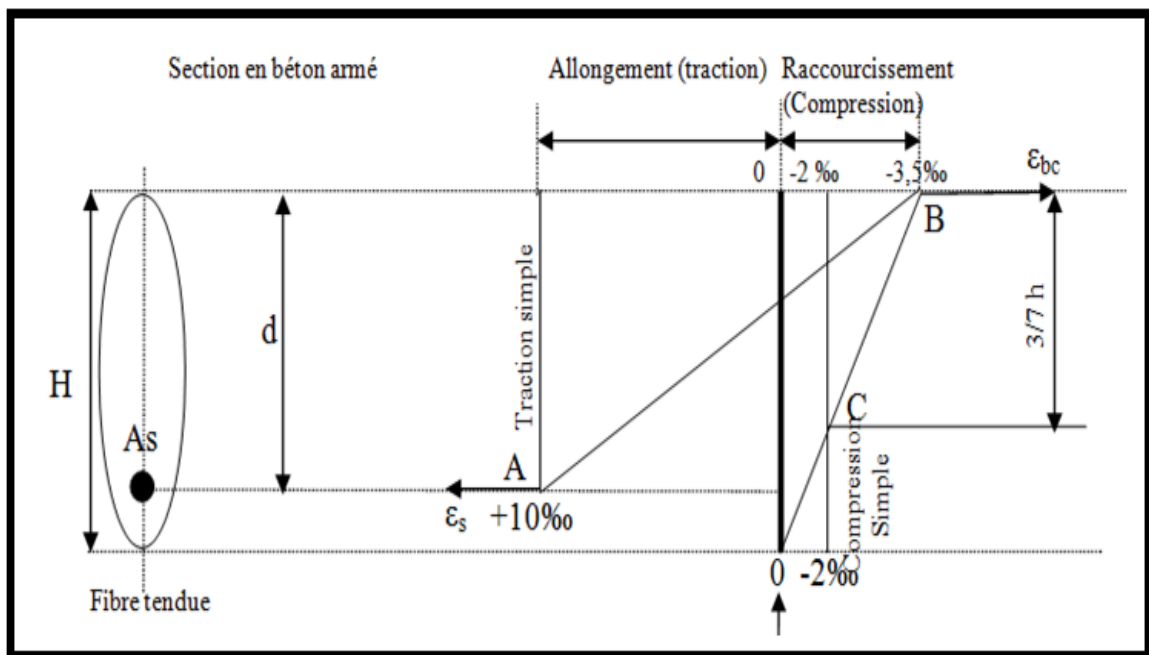


Figure I.7: Diagrammes des déformations limitent de la section.

- **Pivot A** : Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : Flexion avec état ultime **atteint** dans le béton.
- **Pivot C** : Compression simple ou composée.

I.7.Hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément au règlement BAEL 91 (Béton Armé aux États Limites) : basé sur la théorie des états limites.

I.7.1.États Limites Ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la résistance de la construction, soit :

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

I.7.1.1.Hypothèses : Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes :

- ✓ Les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli) ;
- ✓ Pas de glissement relatif entre l'acier et béton ;
- ✓ La résistance du béton à la traction est négligeable ;
- ✓ Raccourcissement ultime du béton : $\varepsilon_{bu}=3,5\%$ en flexion et $\varepsilon_{bu} = 2\%$ en compression.
- ✓ Allongement ultime de l'acier est limité à **10 %** ;
- ✓ Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : **A, B** ou **C**.

I.7.2.États Limites de Service (ELS) :

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

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

I.7.2.1.Hypothèses : Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes :

- ✓ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation ;
- ✓ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier ;
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs ;
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton ;
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15** fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $\eta=15$).

I.8. Actions et sollicitations :

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers.

I.8.1. Les Actions :

Les Règles BAEL91 distinguent les actions suivantes : article (A. 3.1, 1) :

- **Les actions permanentes** : notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage) ;
- **Les actions variables** : notées **Q_i**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- **les actions accidentelles** : notées **E**, provenant de phénomènes rares (séisme, chocs,...).

Les valeurs des actions à introduire dans les calculs ont généralement un caractère nominal ; celles visées ci-après sont des valeurs forfaitaires et simplifiées, qui tiennent lieu de valeurs caractéristiques ou de valeurs représentatives telles qu'elles sont définies dans les Directives communes.

I.8.2. Sollicitations :

I.8.2.1 Combinaisons d'actions :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

A. Vérification des états limites de service :

Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	de base Q_1	Actions variables d'accompagnement $\psi_{02} Q_2$
G	Q_B	0 ou 0,77 W ou 0,77 S_n
	W	0 ou $\psi_0 Q_B$
	S_n	0 ou $\psi_0 Q_B$

Tableau I.4: Combinaisons d'actions à ELS.

B. Vérification des états-limites ultimes de résistance :

Actions permanentes $1,35 G_{max} + G_{min}$	de base $\gamma_{Q1} Q_1$	Actions variables d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$
1,35 G ou G	1,5 Q_B	0 ou W ou S_n ou $W + S_n$
	1,5 W	0 ou 1,3 $\psi_0 Q_B$ ou S_n ou 1,3 $\psi_0 Q_B + S_n$
	1,5 S_n	0 ou 1,3 $\psi_0 Q_B$ ou W ou 1,3 $\psi_0 Q_B + W$

Tableau I.5: Combinaisons d'actions à ELU.

C. Combinaisons accidentelles :

La combinaison accidentelle s'écrit symboliquement : $G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11}Q_i + \sum \psi_{2i} Q_i$

Avec :

- F_A : valeur représentative de l'action accidentelle.

I.9. Matériaux utilisés dans cette étude :

Béton-25	
$f_{c28}(Mpa)$	25
$f_{t28}(Mpa)$	2,1
$E_i(Mpa)$	32164,2
$E_v(Mpa)$ (Mpa)	10818,9
$\bar{\sigma}_{bc}$ (ELU/cas courant) (Mpa)	15
$\bar{\sigma}_{bc}$ (cas accidentelle) (Mpa)	18,48
$\bar{\sigma}_{bc}$ (ELS) (Mpa)	15
$\bar{\tau}_u$ (Fissuration peu	3,33

nuisible/cas courant) (Mpa)	
$\bar{\tau}_u$ (Fissuration peu nuisible/cas accidentelle) (Mpa)	4,34
$\bar{\tau}_u$ (Fissuration très nuisible/cas courant) (Mpa)	2,5
$\bar{\tau}_u$ (Fissuration très nuisible/cas accidentelle) (Mpa)	3,2 6
Acier FeE400	
E_s (Mpa)	200000
σ_s (cas accidentelle) (Mpa)	400
σ_s (cas courant) (Mpa)	348
$\bar{\sigma}_s$ (cas accidentelle) (Mpa)	165
$\bar{\sigma}_s$ (cas courant) (Mpa)	201,6

Tableau I.6: Caractéristiques des matériaux utilisés dans cette étude.

CHAPITRE II

***PREDIMENSIONNEMENT
ET LA DESCENTE DES
CHARGES DES
ELEMENTS***

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but "le pré-calcul "des sections des différents éléments résistants. De la structure, Il sera fait selon les règles techniques algériennes CBA93 et le RPA 99 et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton.

II.2. Pré dimensionnement des différents éléments :

Avant de procéder à la descente de charge permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les poteaux et les voiles ;
- Les poutres ;
- Les dalles et planchers ;
- Les escaliers.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règlements en vigueur, le "BAEL91" et "RPA 99 –version 2003-", en vérifie les conditions de résistance et de flèche.

II.2.1. Pré dimensionnement des poutres :

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- Les poutres principales ;
- Les poutres secondaires.

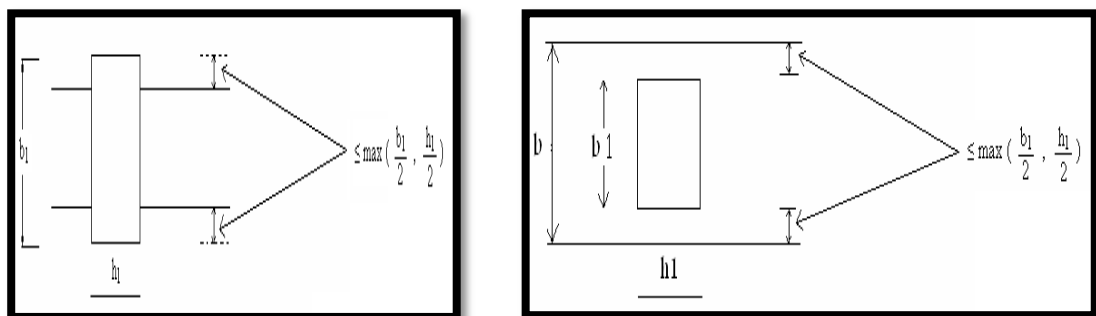


Figure II.1 : Dimensions à respecter par les poutres selon RPA 99 v-2003.

II.1.2.1. Poutres principales (selon y) :

Les poutres principales transmettant les charges aux différents éléments verticaux.

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

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

Avec :

-L : longueur libre entre nœuds d'appuis ;

-h : hauteur totale de la poutre ;

- **Détermination de h :**

Si(L) la plus grande portée entre nœuds, dans notre cas $L = 5.90 \text{ m} = 590 \text{ cm}$.

Condition de Flèche : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$\frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10} \rightarrow 39,33 \leq h \leq 59 \text{ cm}$$

On prend : **h=45 cm.**

- **Détermination de la largeur b :**

$$0,3 h \leq b \leq 0,8h$$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,8 \times 45 \rightarrow 13,5 \leq b \leq 36$$

On prend : **b= 35 cm.**

Et donc : $\begin{cases} h = 45\text{cm} \\ b = 35\text{cm} \end{cases}$

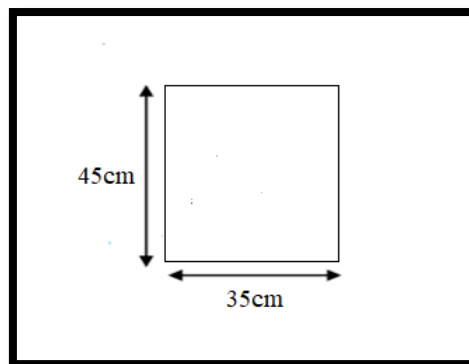


Figure II.2 : pré dimensionnement des poutres principales.

D'après le **RPA99** : il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}; \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}; \\ \bullet \quad \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1,25 < 4\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}. \end{array} \right.$$

Donc la poutre principale à une section rectangulaire $(b \cdot h) = (35 \cdot 45)\text{cm}^2$.

- **. Poutres principales 2eme cas:**

- **Détermination de h :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } L = 7,5 \text{ m} = 750\text{cm}.$$

$$\frac{750}{15} \leq h \leq \frac{750}{10} \rightarrow 50 \leq h \leq 70$$

On prend : **h=50 cm.**

- **Détermination de la largeur b :**

$$0,3 h \leq b \leq 0,8h$$

$$0,3 \times 50 \leq b \leq 0,8 \times 50 \rightarrow 15 \leq b \leq 40$$

On prend : **b= 35 cm.**

$$\text{Et donc : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b= 35 cm.} \\ \mathbf{h=50 cm.} \end{array} \right.$$

D'après le **RPA99** : il faut vérifier :

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV};$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 50\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV};$$

- $\frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1,42 < 4\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}.$

Donc la poutre principale à une section rectangulaire $(b \cdot h) = (35 \cdot 50)\text{cm}^2$.

II.1.2.2. Poutres secondaire (selon x) :

- **La hauteur h :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } L = 5,11\text{m} = 511\text{cm} ;$$

$$\frac{511}{15} \leq h \leq \frac{511}{10} \rightarrow 34,06 \leq h \leq 51,1$$

On prend: **h=40cm.**

- **La largeur b :**

$$0,3h \leq b \leq 0,8h$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 32 ;$$

On prend **b= 30cm.**

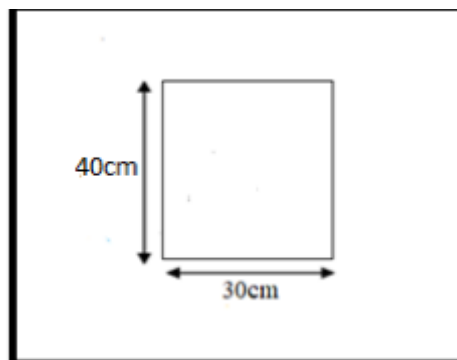


Figure II.3 : pré dimensionnement de poutre secondaire.

-Condition de RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}; \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}; \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}. \end{array} \right.$$

II.3. Les planchers:

Pour toute construction le plancher est une structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes...) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations Dans ce projet, nous traitons d'abord le plancher à corps creux et ensuite le plancher à dalle plein.

II.3.1. Planchers à corps creux :

Ce plancher sera constitué de corps creux (sans rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance), de poutrelle (ce sont les éléments résistants du plancher), d'une dalle de compression (dalle en béton armé, de hauteur varie de 4 à 6 cm), et le treillis soudée. La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq L_{\max} / 22.5$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles ;

h_t: Hauteur totale du plancher.

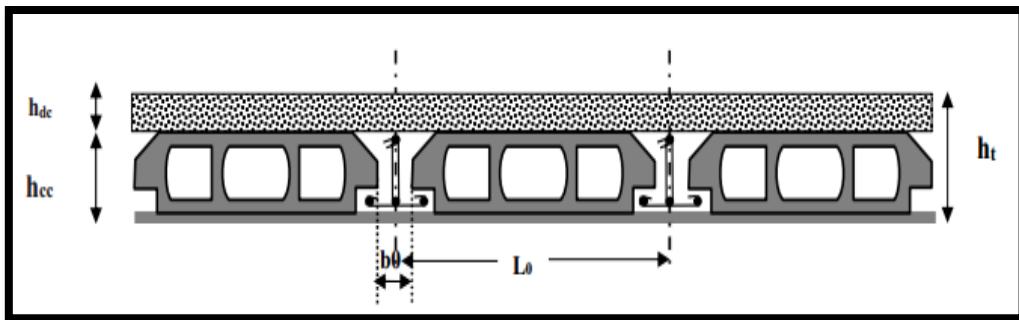


Figure II.4 : Dalle en corps creux.

Planchers pour tous les étages :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \rightarrow L_{\max} = 5,11\text{m} = 511\text{cm};$$

$$h_t \geq \frac{511}{22,5} = 22,71\text{cm} \text{ donch}_t = (20 + 4).$$

Avec :

20cm : Hauteur du corps creux ;

4cm : Hauteur de la dalle de compression.

II.3.2. Poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en té (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

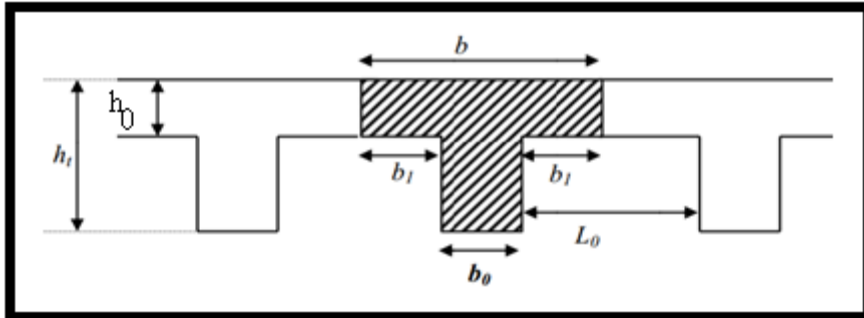


Figure II.5: Section de la nervure.

Le hourdis choisi est normalisé de hauteur $h = 20$ cm.

$$h_t = 24 \text{ cm}$$

Selon BAEL :

$$b = b_0 + 2b_1;$$

Avec :

$$b_1 \geq \min \left[\frac{L_{\max}}{10}, \frac{L}{2} \right] \Rightarrow \min \left[\frac{511}{10}, \frac{55}{2} \right] \Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm} ;$$

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.8h_t \Rightarrow 0.3 \times 25 \leq b_0 \leq 0.8 \times 25;$$

$$7.5 \leq b_0 \leq 20 \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm};$$

$$b = b_0 + 2b_1 = 10 + 2(27.5) = 65 \text{ cm}.$$

Epaisseur de la dalle de compression	4cm
Epaisseur de l'entrevous	20cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur b_0 des nervures	10cm
Distance L_0 entre deux nervures	55cm

Tableau II.1 : Dimensionnements du plancher en corps creux.

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure II.6).

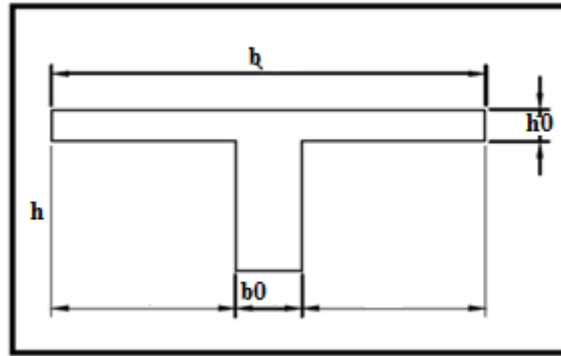


Figure II.6: Dimensions adoptées des poutrelles.

Condition de résistance au feu :

L'estimation de l'épaisseur de la dalle est gouvernée par plusieurs critères, qui se distinguent entre : résistance au feu, isolation thermique et phonique, résistance à la flexion.....etc. tous ces critères sont détaillées dans ce qui suit :

a. Résistance au feu :

Selon de niveau de sécurité à l'incendie rechercher l'épaisseur de la dalle se bascule entre :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup feu ;
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heure de coup feu ;
- $e = 17.5\text{cm}$ pour quatre heure de coup feu.

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

b. Isolation thermique :

L'épaisseur minimale du plancher est entre 14 cm et 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

En prend : $e = 15\text{ cm}$.

c. Résistance à la flexion :

Pour les dalles portantes dans un seul sens : $\alpha \leq 0,4$;

Pour les dalles portantes dans une deux sens : $\alpha \geq 0,4$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{590}{511} = 1,15 > 0,4 \text{ donc la dalle est portantes dans une deux sens.}$$

$$h_0 \geq \frac{L_x}{20} \text{ (pour un panneau isolé)}$$

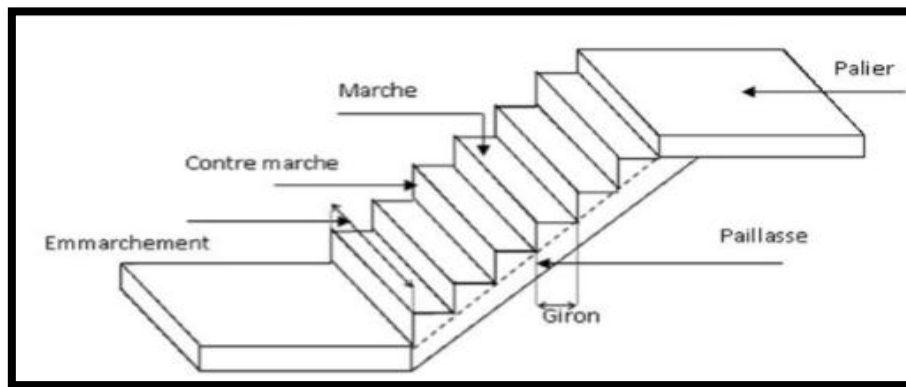
Avec L est la petite portée de la dalle entre nus d'appuis :

$$h_0 \geq \frac{511}{20} \Rightarrow h_0 \geq 25,55$$

On trouve $h_0 = 26\text{cm}$.

II.4. Les escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des Paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se compose de deux volées et un palier chacun.



FigureII.7 : Schéma d'un escalier.

II.4.1. Les escaliers étage courant :

Pour l'escalier on considère les paramètres suivants :

h : Hauteur de contre marche variant de 0.15 à 0.17m ;

g : Largeur de la marche variant de 0.26 à 0.36m ;

α : L'inclinaison de la volée : $\text{arc tg}(h/g)$;

L : Longueur horizontale de la paillasse.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante : $59 \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$

Avec :

g : le giron, que l'on prend égale à : 30cm

$$\frac{59 - g}{2} < h < \frac{66 - g}{2} \rightarrow \frac{59 - 30}{2} < h < \frac{66 - g}{2}$$

$$14,5 < h < 18\text{cm}$$

On adopte : $h=17\text{cm}$.

- Le nombre de contre marches est calculer par :

$$N_c = \frac{H}{h}$$

Ou :H est la hauteur d'étage courant et RDC,qui vaut 3.74m ci qui donne :

$$N_c = \frac{374}{17} = 22 \text{ contr marche entre chaque étage.}$$

N : nombre de marche ;

Pour une seul volée :

$$N = \frac{22}{2} = 11 \text{ c-marche ;}$$

Donc : (10 marche).

LaPente de volée peut ce calculer par :

$$\text{tg}\alpha_1 = \frac{H}{L} ;$$

$$L = (N-1) g ;$$

Avec :

$$L = (11-1) \times 30 = 300\text{cm.}$$

$$\text{Tg}\alpha_1 \frac{187}{300} = 0.62.$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 31.93^\circ ;$$

- **La longueur de volée :**

$$L_1 = \frac{N \times h}{\sin \alpha} = \frac{10 \times 17}{\sin 31.93} = 330\text{cm ;}$$

$$L_1 = 3.30\text{m}$$

- **L'épaisseur de la paille :**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{330}{30} < e < \frac{330}{20}$$

$$16,15 < e < 24,25$$

On prend : $e=20\text{cm}$.

II.4.2. Les escaliers de s-sol :

- La formule de blondel.

$$59\text{cm} < g + 2h < 64\text{cm}$$

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

$$14 \leq h \leq 17$$

On adopte : $h=17\text{cm}$

- **Nombre de contre marche :**

$$N_c = \frac{H}{17} = \frac{119}{17} = 7 \text{ contre marche ;}$$

Donc : 9 contre marche entre chaque étage.

- **Nombre des marches :**

$$N = N_c - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marche.}$$

- **La longueur de volée :**

$$L = (N_c - 1) \times g = 6 \times 30 = 180\text{cm} = 1,80\text{m.}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{119}{180} = 0,66 \text{ donc } \alpha = 33,46^\circ$$

- **La longueur de la paille :**

$$L = \frac{H}{\text{Sin}\alpha} = \frac{119}{\text{Sin}(33,46)} = 216\text{cm} = 2,16\text{m} ;$$

- **L'épaisseur de la paille :**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{216}{30} < e < \frac{216}{20} ;$$

$$9,07 < e < 12,61 ;$$

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

II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé qui satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ sinon ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e tout en respectant les conditions de rigidité suivantes :(RPA99/version2003/A.7.1.1).

D'après le RPA 99/ 2003 art (VII.7.7.1) les voiles doivent satisfaire la condition :

- $L \geq 4a$
- L'épaisseur min est de 15 cm de plus il doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de condition : $e \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right\}$.

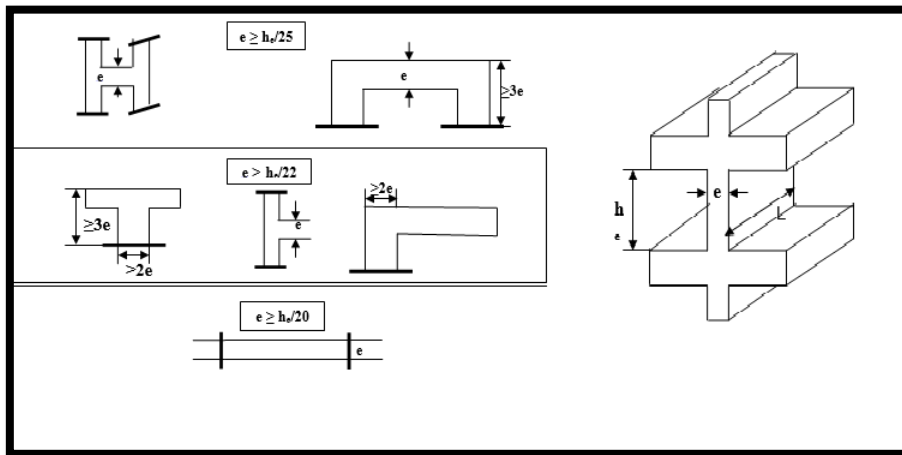


Figure II.8: Pré dimensionnement des voiles selon L' RPA 99 v 2003.

Dans notre cas : Dans notre cas : $h_e = 3.74\text{m} = 374\text{cm}$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18,7; \\ \frac{h_e}{22} = \frac{374}{22} = 17\text{cm}; \\ \frac{h_e}{25} = \frac{374}{25} = 14,96\text{cm}. \end{array} \right.$$

On adopte le cas le plus défavorable : $e = 20\text{cm}$.

II.6. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé pour contourner le bâtiment tout niveau de la terrasse. Le rôle de l'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente le plancher terrasse et leur ruissellement sur les façades, il sert à la protection des ouvriers de maintenance.

II.6.1 Pré dimensionnement de l'acrotère :

Notre terrasse est inaccessible donc on prend : $h = 60$ cm. Les dimensions définies sur la figure suivent :

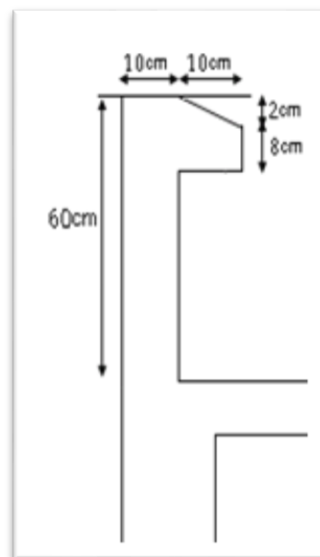


Figure II.9: schéma de l'acrotère.

II.6.2 Charges et surcharges :

G_{acro} = poids volumique de béton armé x la surface ;

$$G_{acro} = 25 \times (0.1 \times 0.60) + (0.03 \times 0.10) / 2 + 0.07 \times 0.10 = 1.96 \text{ KN/ml.}$$

Surcharges (main courante) : $Q = 1 \text{ KN/m.}$

II.7. Évaluation et Descente des charges :

II.7.1. Poids volumiques des matériaux :

*Béton armé : 25 KN/m^3

*Gravier : 15 KN/m^3

- *Enduit ciment : 14 KN/m^3 *Sable : 18 KN/m^3
- *Isolation thermique : 4 KN/m^3 *Plâtre : 15 KN/m^3
- *Carrelage : 22 KN/m^3 * Forme de pente : 22 KN/m^3
- *Briques creuses : 15 KN/m^3 * Etanchéité : 0.12 KN/m^3

II.7.2. Evaluation des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément ;
- La charge de plancher qu'il supporte ;
- La part de cloison répartie qui lui revient ;
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

➤ Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

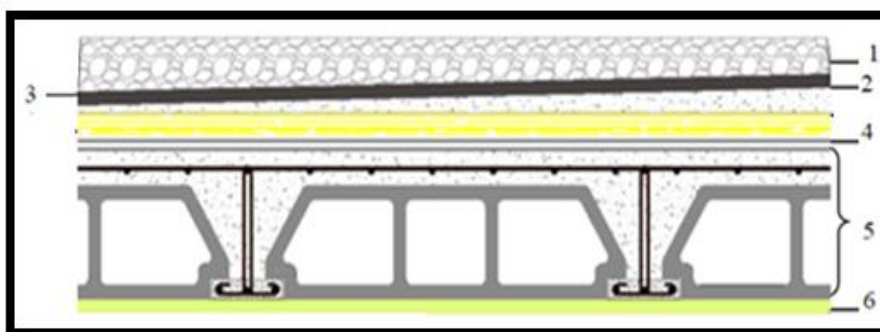


Figure II.10 : Plancher terrasse (corps creux).

Les compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. Gravillon de protection	0.05	20	1.00
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.18
3. Forme pente de béton	0.08	22	1.10
4. Isolation thermique	0.04	4	0.08
5. Dalle en corps creux	20+4	14	3.8
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G			6.49KN/m²
Q			1.00 KN/m²

Tableau II.2 : Charges et surcharges du plancher terrasse.

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

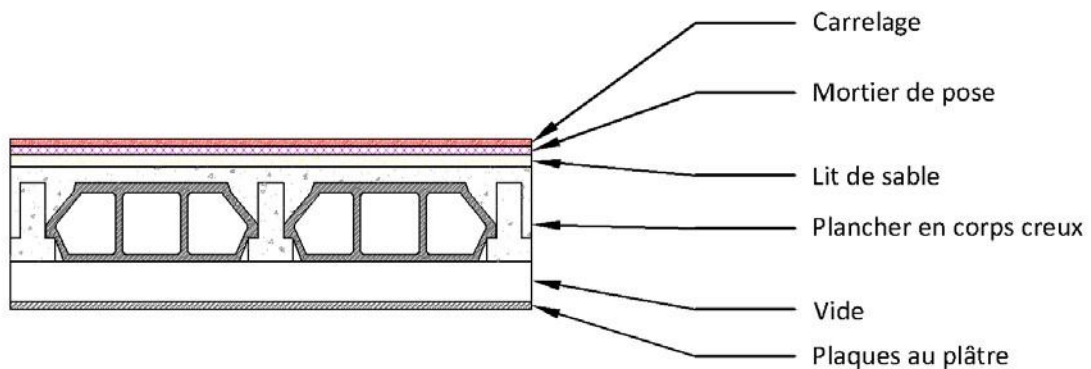


Figure II.11 :Plancher étage courant (corps creux).

Les compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
4. Lit de sable	0.02	18	0.36
5. Dalle en corps creux	20+4	14	3.50
6-Cloison l'égère	–	–	1.00
G	–	–	5.9 KN/m²
Q	–	–	2.50 KN/m²

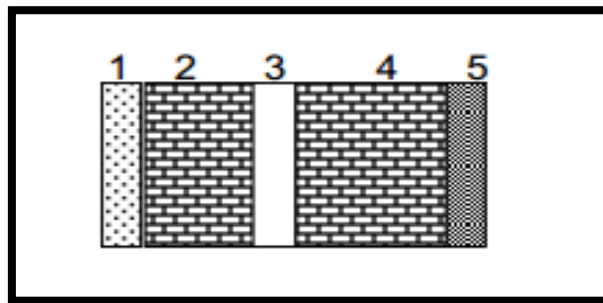
Tableau II.3 : Charge et surcharges du plancher étage.

➤ **Maçonnerie :**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture.

➤ **Mur extérieur:**

La figure ci-dessous nous donne un mur extérieur en double cloison en brique creuse.



FigureII.12 : Détail mur extérieur.

Les compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KNm ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. Enduit en plâtre	0.02	20	0.4
2. L'âme d'air	0.05	13	1.95
3. Briques creuse	0.10	13	1.3
4. Enduit intérieur	0.015	14	0.21
G			3.86 KN/m²

Tableau II.4 : Charges du mur extérieur.

➤ **Mur intérieur :**

Les compositions	Épaisseur(m)	Poids Volumique ρ (KNm ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. Maçonnerie brique creuse	0.1	13	1.3
2. Enduit en ciment	0.015	22.2	0.66
G	–	–	1.96

Tableau II.5 : Charges du mur intérieur.➤ **l'escalier :**a) **Palier de repos :**

Les compositions	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1. Poids propre du palier de repos	0.02	25	3.75
2. Carrelage	0.15	22	0.44
3. Mortier de pose	0.02	20	0.40
4. Enduit de ciment	0.02	14	0.28
G	–	–	4.87
Q	–	–	2.50

Tableau II.6 : Charge et surcharge du palier de repos.a) **Paillasse (étage courant) :**

Les compositions	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1. Poids propres du palier de repos	0.15/cos α	25	4.30
2. Poids propre du marche	0.25/2	22	1.65

3. Carrelage	0.02	22	0.44
4. Mortier de pose	0.02	20	0.40
5. Enduit de ciment	0.02	14	0.28
6. Garde-corps	–	–	2.20
G	–	–	9.27
Q	–	–	2.50

TableauII.7 : Charge et surcharges de paillasse (étage courant).

b) Volée d'escalier (S-sol) :

Les compositions	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN /m³)	Poids surfacique (KN /m²)
1. Poids propres du palier de repos	0.15/cos α	25	4.30
2. Poids propre du marche	0.21/2	22	1.65
3. Carrelage	0.02	22	0.40
4. Mortier de pose	0.02	20	0.40
5. Enduit de plâtre	0.02	14	0.18
6. Garde-corps	–	–	2.20
Q	–	–	2.50

TableauII.8 : Charge et surcharges de volée (S-sol).

II.7.3.La descente des charges :

C'est l'opération qui consiste à déterminer le cumul des charges verticales sur chaque élément vertical depuis leur point d'application jusqu'à la fondation. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

II.7.3.1.La loi de dégression des charges :

Selon (DTR BC 2.2/6.3), Soit Q₀ la charge d'exploitation sur la terrasse, Q₁, Q₂, Q₃,..., Q_n Les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3,..., numérotés à partie

du sommet du bâtiment. Le principe de la loi est présenté dans le tableau suivant :

Niveaux	Loi de dégression de la Surcharges identiques
Sous-terrasse	Q_0
4 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
1 ^{er} étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Tableau II.9 : Loi de dégression des charges d'exploitation.

II.7.3.2. Estimation des charges permanentes :

a) Poteau central :

Plancher (Niveau)	Surface [m ²]	Charge Permanente			
		Elément	Volume ou surface (m ²)	Densité (KN/m ²)	G [KN]
Terrasse	19,6	Plancher	19,6	6,49	127,20
		Poutres longitudinales et transversales	1,322	25	33,05
		Poteau	$3,74 B_r$	25	$93,5 B_r$
Total terrasse				$160,25 + 93,5 B_r$	
Etage courant	21,96	Plancher	21,96	5,9	129,56
		Poutres longitudinales et transversales	1,322	25	33,05
		Poteau	$3,74 B_r$	25	$93,5 B_r$
Total étage courant				$162,61 + 93,5 B_r$	
Etage S-Sol	17,24	Plancher	17,24	5,9	101,71
		Poutres longitudinales et transversales	1,322	25	33,05
		Poteau	$3,06 B_r$	25	$76,5 B_r$
Total S-Sol				$134,76 + 76,5 B_r$	

TableauII-10 :Estimation des charges permanentes (Poteau de centre).

c) Poteau de rive :

Plancher (Niveau)	Surface [m ²]	Charge Permanente			
		Elément	Volume ou surface [m ²]	Densité [KN/m ²]	G [KN]
Terrasse	10,6	Plancher	10,6	6,49	68,79
		Poutres longitudinales et transversales	1,047	25	26,18
		Acrotère	3,62	1,92	6,95
		Poteau	3,74 B_r	25	93,5 B_r
Total terrasse				101,92+93,5 B_r	
Etagé courant	10,6	Plancher	10,6	5,9	62,54
		Poutres longitudinales et transversales et console	1,47	25	26,18
		Mur extérieur	5,05	2,702	51,03
		Poteau	3,74 B_r	25	93,5 B_r
Total étage courant				139,75+93,5 B_r	
Etagé S-Sol	10,6	Plancher	10,6	5,9	62,54
		Poutres longitudinales et transversales et console	1,47	25	26,18
		Mur extérieur	15,45	2,702	41,75
		Poteau	3,06 B_r	25	76,5 B_r
Total S-Sol				130,47+76,5 B_r	

Tableau II.11 : Estimation des charges permanentes (poteau de rive).

d) Poteau d'angle :

Plancher (Niveau)	Surface [m ²]	Charge Permanente			
		Elément	Volume ou surface [m ²]	Densité [KN/m ²]	G [KN]
Terrasse	2,75	Plancher	2,75	6,49	17,84
		Poutres longitudinales et transversales	0,52	25	13,1
		Acrotère	3,62	1,92	6,95
		Poteau	3,74 B_r	25	93,5 B_r
Total terrasse				37,89+93,5 B_r	
Etage courant	2,75	Plancher	2,75	5,9	16,22
		Poutres longitudinales et transversales et console	0,52	25	13,1
		Mur extérieur	6,45	2,702	17,43
		Poteau	3,74 B_r	25	93,5 B_r
Total étage courant				46,75+93,5 B_r	
Etage S-Sol	2,75	Plancher	2,75	5,9	16,22
		Poutres longitudinales et transversales et console	0,52	25	13,1
		Mur extérieur	5,28_ [m]	2,702	14,26
		Poteau	3,06 B_r [m ³]	25	76,5 B_r
Total S-Sol				43,58+76,5 B_r	

Tableau II.12: Estimation des charges permanentes (poteau d'angle).

II.7.3.3.Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur le poteau de centre dans chaque niveau :

Niveaux	Pour chaque niveau séparé		Charge cumulé	
	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Terrasse	$160,25+93,5B_r$	19,6	$160,25+93,5B_r$	19,6
4 ^{ème} étage	$162,61+93,5B_r$	41,56	$322,86+187B_r$	61,16
3 ^{ème} étage	$162,61+93,5B_r$	61, 32	$485,47+280,5B_r$	122,48
2 ^{ème} étage	$162,61+93,5B_r$	78,89	$648,08+374B_r$	201,37
1 ^{ème} étage	$162,61+93,5B_r$	90,25	$810,96+467,5B_r$	291,62

Tableau II.13 : Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur poteau de centre.

II.7.3.4.Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur le poteau de rive dans chaque niveau :

Niveaux	Pour chaque niveau séparé		Charge cumulé	
	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Terrasse	$101,92+93,5B_r$	10,6	$103, 31+93,5B_r$	10,6
4 ^{ème} étage	$139,75 +93,5B_r$	26,5	$243,06+187B_r$	37,1
3 ^{ème} étage	$139,75 +93,5B_r$	40,81	$382,81+280,5B_r$	77,91
2 ^{ème} étage	$139,75 +93,5B_r$	53,53	$522,56+374B_r$	131,44
1 ^{ème} étage	$139,75 +93,5B_r$	64,66	$662,31+467,5B_r$	196,1
RDC	$139,75 +93,5B_r$	74,2	$802,06+561B_r$	270,3
S-SOL	$123,79+76,5B_r$	82,15	$925,85+637,5B_r$	352,45

Tableau II.14 : Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur poteau de rive.

II.7.3.5.Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur le poteau d'angle dans chaque niveau :

Niveaux	Pour chaque niveau séparé		Charge cumulé	
	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Terrasse	$37,89+93,5B_r$	3,62	$44,95+93,5B_r$	3,62
4 ^{ème} étage	$46,75+93,5B_r$	9,05	$96,83+187B_r$	12,67
3 ^{ème} étage	$46,75+93,5B_r$	13,93	$148,71+280,5B_r$	26,6
2 ^{ème} étage	$46,75+93,5B_r$	18,28	$200,59+374B_r$	44,88
1 ^{ème} étage	$46,75+93,5B_r$	22,08	$252,47+467,5B_r$	66,96
RDC	$46,75+93,5B_r$	25, 34	$304,35+561B_r$	92, 3
S-SOL	$43,58+76,5B_r$	28,05	$350,78+637,5B_r$	120, 35

Tableau II.15 : Charges permanentes et d'exploitations concentrées sur poteau d'angle.

II.7.3.6. Dimensionnement des poteaux :

Selon (CBA93/B.6.2.1.1) :

a) S-Sol :

Poteau	G(KN)	Q(KN)	$N_u=1,35G+1,5Q$
Centre	$1137,32+637,5B_r$	729,96	$2630,32+860,62B_r$
Rive	$925,85+637,5B_r$	352,45	$1430,42+860,62B_r$
Angle	$350,78+637,5B_r$	120,35	$1002,22+860,62B_r$

b) RDC, 1^{ème} étage, 2^{ème} étage, 3^{ème} étage et 4^{ème} étage :

Poteau	G(KN)	Q(KN)	$N_u=1,35G+1,5Q$
Centre	$988,55+561B_r$	559,96	$2174,39+757,35B_r$
Rive	$802,06+561B_r$	270,3	$1488,23+757,35B_r$
Angle	$304,35+561B_r$	92,3	$549,32+757,35B_r$

Alors les dimensions de poteau se calculent à partir de poteau central.

D'après l'article (CBA93/B.8.4.1) : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \frac{\alpha \times B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{\alpha \times B_r \times f_e}{100\gamma_s} ;$$

- B_r : Section réduite du poteau en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie. (En cm²) ;
- A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa ;
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa ;
- γ_b : 1,5 ;
- γ_s : 1,15 ;
- α : Coefficient en fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + (0.2 \times \frac{\lambda^2}{35^2})} \text{ pour } \lambda \leq 50 \text{ (CBA93/B.8.4.1);} \\ 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda < 70\alpha. \end{array} \right.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée. Selon (CBA93/B.8.4.1), Puisque la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours les valeurs de α sont divisées par 1,1 et 1,2.

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.85}{1 + (0.2 \times \frac{\lambda^2}{35^2})}$$

En écrit B_r en fonction de N_u :

$$B_r \geq \frac{1,1 \times 1,2 \times N_u}{\frac{\delta_b}{0,9} \times 0,85 A_s \times \delta_s}$$

A_s :représente le taux d'acier dans la section du poteau.

Pour notre cas on va retenir le ferrailage minimal pour un poteau, qui est selon l'article (RPA99/version 2003/A.7.4.2.1), pour la zone sismique **IIb**: 0,8%.

II.7.3.6.1. Pour s-sol:

$$N_u = 2630,32 + 860.62 B_r;$$

$$B_r \geq \frac{1,32 N_u}{18100} = \frac{1,32 (2630,32 + 860.62 B_r)}{18100} ;$$

$$B_r \geq 0,2 m^2.$$

On connait que $B_r = a^2 = 0,2 [m^2] \Rightarrow a = 0,44 m$;

On adopte les dimensions pour les poteaux carrés : $(50 \times 50) cm^2$

Et les dimensions des poteaux circulaires :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,2}{3,14}} = 0,5 m;$$

On adopte les dimensions :(50) cm.

II.7.3.6.2. Pour RDC, 1^{ème} étage , 2^{ème} étage , 3^{ème} étage et 4^{ème} étage :

$$N_u = 2174,48 + 757,35 B_r ;$$

$$B_r \geq \frac{1,32N_u}{18100} = \frac{1,32(2174,48+757,35B_r)}{18100} ;$$

$$B_r \geq 0,15 \text{ m}^2 ;$$

On connaît que $B_r = a^2 = 0,15[\text{m}^2] \Rightarrow a = 0,38\text{m}$;

On adopte les dimensions pour les poteaux carrés : $(45 \times 45)\text{cm}^2$.

Et les dimensions des poteaux circulaires :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,2}{3,14}} = 0,43\text{m} ;$$

On adopte les dimensions : $(50)\text{ cm}$.

II.7.3.6.3. Vérification de la section des poteaux aux conditions des règles RPA :

Selon (RPA99/version2003/A.7.4.1) Les dimensions de la section transversale du poteau doivent vérifier les conditions suivantes pour la zone IIb.

➤ **Poteau $(50*50)\text{cm}^2$:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b; h) \geq 25\text{cm}(\text{zonell}) \Leftrightarrow \min(45,45) \geq 25\text{cm} \dots\dots \text{CV}; \\ \min(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \Leftrightarrow \min(45,45) \geq \frac{261}{20} \dots\dots\dots \text{CV}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Leftrightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \dots\dots\dots \text{CV}. \end{array} \right.$$

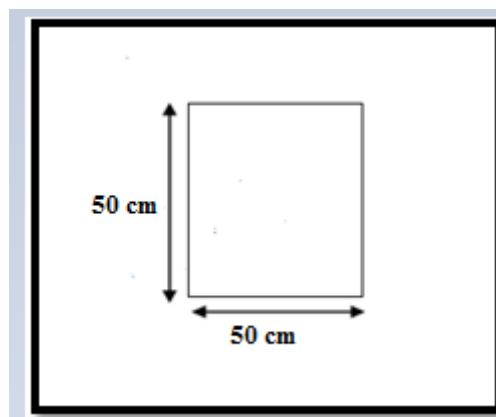


Figure II.13 : sections des poteaux $(50*50)$.

➤ **Poteau $(45*45)\text{cm}^2$:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(40,40) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}; \\ \min(40,40) \geq \frac{329}{20} \dots\dots\dots \text{CV}; \end{array} \right.$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \dots\dots\dots CV.$$

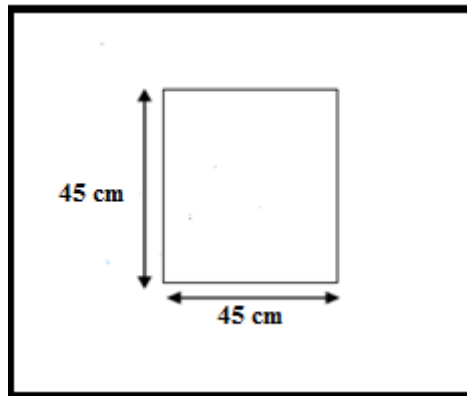


Figure II.14 : sections des poteaux (45*45).

II.8.Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre sont :

Élément	Dimensions
Plancher corps creux	(20+5) cm ²
Poteaux	(45*45) cm ² (50*50)cm D=50cm
Poutre principale	(45*35) cm ² (50*35) cm ²
Poutre secondaire	(40*30)cm ²
Paillasse d'étage courant	e =20cm
Paillasse de s-sol	e=12cm
Les voiles	e=20 cm
L'acrotère	h= 60cm

Tableau II.16 : Récapitulatif des dimensions des éléments.

CHAPITRE III

CALCULE DES ELEMENTS

SECONDAIRES

III.1. L'Acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse pour servir essentiellement au relevé de l'étanchéité, et pour second rôle il sert à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est assimilable à une console encadrée au le plancher terrasse, qui est un système isostatique. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre G , et une poussée horizontale : $F = \text{Max} (F_p, F_q)$.

Avec :

- $F_p = 4 A C_p W_p$
 - $A=0,3$ Coefficient d'accélération de zone (R.P.A 99 page 26).
 - $C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale (R.P.A 99 page 43).
 - W_p : poids propre de l'acrotère / $W_p = 1,96 \text{ kN/ml}$
- F_q : La poussée horizontale / $F_q = 1 \text{ kN/ml}$.

III.1.1 Schéma statique:

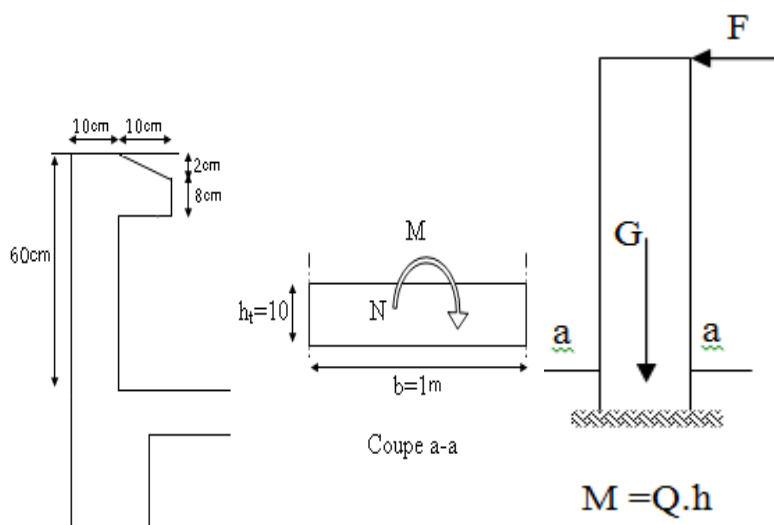


Figure III.1: Schéma l'acrotère.

- Le calcul sera effectuer pour une bonde de 1m de largeur la console sera calculée en Flexion composée.

Avec : $F_p = 4 \times 0,3 \times 0,8 \times 1,96 = 2,225 \text{ kN/ml}$;

$Q = \text{Max} (F_p, F_q) = \text{Max} (2,225; 1 \text{ kN/ml}) = 2,225 \text{ kN/ml}$.

-La force F engendre un moment maximum à la base de moment et l'effort normal :

$$M_u = 1,5Q \cdot h ; M_s = Q \cdot h$$

	N (KN)	M (KN.m)
E.L.U	3,338	2,003
E.L.S	2,225	1,335

Tableau III.1 : Moment et l'effort normal (acrotère).

III.1.2. Calcul de l'excentricité:

$$M_u = N_u \cdot e \quad \Rightarrow \quad e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,003}{3,338} = 0,60\text{m}$$

$$e = 60 \text{ cm} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$e > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

- **Assimilation à la flexion simple :**

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est jugée comme partiellement comprimé, se ramène à un calcul de flexion simple, en prenant comme fictif M_{au} avec :

$$M_{au} = N_u \times e_a$$

On obtient une section fictif d'acier A_{s1} dont on déduit la section d'acier tendue :

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{100\bar{\sigma}}$$

$$\text{avec : } e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots \dots \dots d = 0,1 - 0,03 = 0,07\text{m}$$

e_a : distance entre le point d'application du centre de pression (C) et le centre de gravité des armateurs tendues A_s .

$$e_a = 0,60 + \left(0,07 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,62$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 3,338 \times 0,62 = 2,07\text{kN.m}$$

III.1.3. Ferrailage :**III.1.3.1. Ferrailage à l'ELU :**

$$Z = (1 - 0,4\alpha_u) d = 6,9 \text{ cm} \dots \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa}$$

$$A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma} = \frac{2,07 \times 10^{-3}}{0,069 \times 434,78} 10^4 = 0,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{ts} - \frac{N_u}{100\sigma} = 0,69 - \frac{3,338 \times 10^{-3}}{100 \times 434,78} 10^4 = 0,689 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,07 \times 10^{-3}}{1(0,07)^2 \times 14,17} = 0,029 \dots f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,328$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,033$$

III.1.3.2. Condition de non fragilité :

D'après le BAEL91 Article (B.7.4) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$A_s \text{ réelle} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Espacement: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

III.1.3.3. Armatures de répartition :

D'après le BAEL91 Article (B.7.4) :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \dots \text{soit} \dots 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement: } S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}.$$

III.1.3.4. Justification à l'ELS :

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

$$\frac{b y_1^2}{2} - nA (d - y_1) = 0 \dots \Rightarrow y_1 = 1,78 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y_1^3 + n A (d - y_1)^2 = 1009,52 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 2,354 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 103,54 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{MPa} \rightarrow \text{fissuration.tres.prejudiciable.}$$

III.1.4.Vérification au cisaillement :

D'après le BAEL91 Article (A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \Rightarrow \quad V_u = 1,5Q = 1,5F_p = 3,338 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{3,338}{10 \times 7} = 0,048 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{MPa}, 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

III.1.5. Schéma de ferrailage :

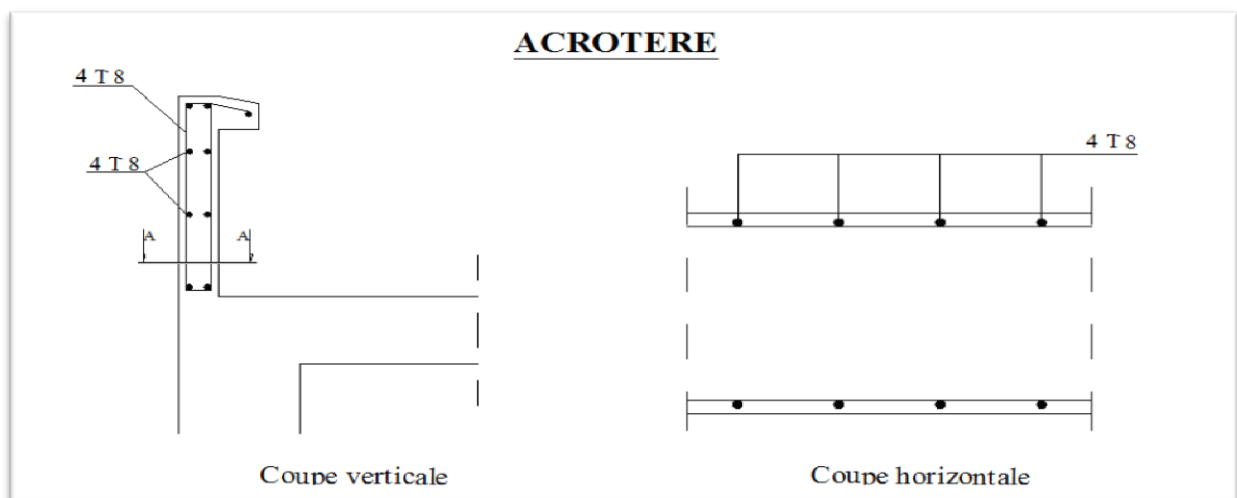


Figure III.2: Schéma de ferrailage.

III.2.Les escaliers :

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins

III.2.1. Escalier (étage-courant) :

III.2.1.1. Charges et surcharge :

	G KN/ml	Q KN/ml
Paillasse	11.25	2.50
Palier de repos	4.87	2.50

Tableau III.2: Combinaison de charges (étage courant).

* Les dimensions de la section :

$h = 20 \text{ cm}$;

$b = 100 \text{ cm}$;

$c = 2 \text{ cm}$;

$d = 18 \text{ cm}$.

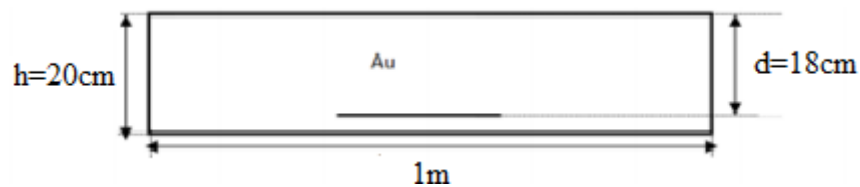


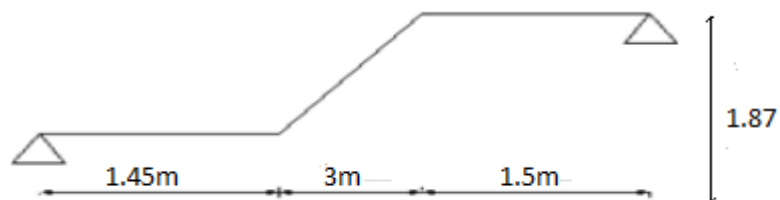
Figure III.3 : Schéma de la section (étage courant).

III.2.1.2. Calcul des sollicitations:

	$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	18.93	13.75
Palier de repos	10.32	7.37

Tableau III.3: chargements sur l'escalier.

▪ Schéma statique :



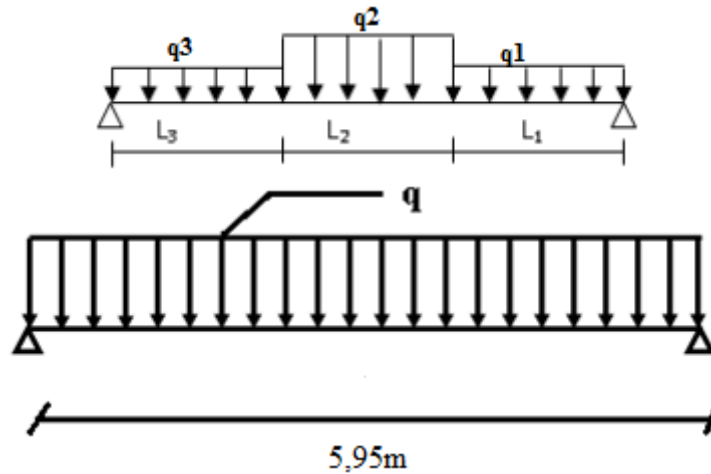


Figure III.4: schéma statique d'escalier.

$$\bullet \quad q_u = \frac{\sum q_u l}{\sum l} \Leftrightarrow q_u = \frac{q1.l1 + q2.L2 + q3.L3}{L1 + L2 + L3} = \frac{0,32 \times 1,5 + 18,93 \times 3 + 10,32 \times 1,45}{1,5 + 3 + 1,45};$$

$$q_u = 15,16 \text{ KN/ml.}$$

$$\bullet \quad q_s = \frac{\sum q_s l}{\sum l};$$

$$q_s = \frac{7,37 \times 1,5 + 13,75 \times 3 + 7,37 \times 1,45}{1,5 + 3 + 1,45} = 10,58;$$

$$q_s = 10,58 \text{ KN/ml.}$$

$$\bullet \quad M_o = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85M_o \\ M_a = 0,30M_o \end{cases}$$

	M_o (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
ELU	67.08	20,12	57.01
ELS	46.81	14.04	39.78

Tableau III.4 : moments des escaliers aux états limites.

III.2.1.3. Ferrailage à l'ELU :

a. Ferrailage en travée :

$$M_{tu} = 57,01 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ Mpa};$$

$$\mu_{tu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{57,01}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,0012;$$

$$0,0012 < 0,395 \Leftrightarrow 0,395 \quad A' = 0;$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0015;$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17,98 \Leftrightarrow \alpha = 18\text{cm};$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \delta_s} = \frac{57,01 \times 10^3}{18 \times 348} = 9,10 \text{cm}^2.$$

On adopt: **A=6HA14= 9, 24cm²/ml.**

-Soit: St= 15cm

▪ **Vérification de l'espacement:**

$$S_t = 15\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(60; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

▪ **Armature de répartition:**

D'après le BAEL91 Article (B.7.4) :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{cm}^2;$$

On adopt: **A_r = 6HA8 = 3, 02cm²**

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{cm}^2 ;$$

b. Sur appuis:

$$M_{a,u} = 20,12 \text{KN. m};$$

$$\mu_{au} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20,12}{1 \cdot (0,18)^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,0004;$$

$$0,0004 < 0,395 \Leftrightarrow 0,395 \quad A' = 0;$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,00105;$$

$$Z = 18\text{cm} ;$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \delta_s} = \frac{20,12 \times 10^3}{18 \times 348} = 3,21 \text{cm}^2/\text{ml} ;$$

On adopt: **A = 3HA12 = 3, 39cm².**

-Soit: St = 25cm;

▪ **Vérification de l'espacement:**

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(60; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{CV.}$$

▪ **Armature de répartition:**

D'après le BAEL91 Article (B.7.4) :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84\text{cm}^2;$$

On adopte: $A_r = 3\text{HA}8 = 1,51\text{cm}^2$.

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{cm}^2;$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification à l'ELS:(BAEL91 V 99)**

a. Entravée:

$$M_{t,s} = 39,78\text{KN.m};$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\frac{b}{2} y_{\text{ser}}^2 + 15(A' + A)y_{\text{ser}} - 15(A'_c + A_d) = 0;$$

Et on a $A' = 0$

$$\frac{b}{2} y_{\text{ser}}^2 + 15y_{\text{ser}} - 15A_d = 0;$$

$$\frac{100}{2} y^2 + 15(9,24)y - 15(9,24)(18) = 0;$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 518169,96 \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 719,84$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 5,81 \Leftrightarrow y_2 = 6\text{cm};$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A(d - y_2)^2 + A'(y_2 - d)^2] / A' = 0$$

$$I = \frac{100(6)^3}{3} + 15[9,24(18 - 6)^2] = 27158,4 \text{ cm}^4;$$

$$I = \mathbf{27158,4 \text{ cm}^4}.$$

• **Verification des contraintes:**

- **Contraintes maximales de compression de béton:** $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$ (A.4.5.2 du BAEL)

Avec : σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ;

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé. ($\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28}$)

$$\overline{\delta_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa} ;$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c.M_{ser}}{I} = \frac{6 \times 39,78 \times 10^3}{27158,4} = 8,78 \text{ Mpa};$$

$$\delta_{bc} = 8,78 \text{ Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers :** $\delta_s \leq \overline{\delta_s}$ (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta_s} = \min\left[\frac{2}{3}F_e E, \max\left[110\sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2}\right]\right] = \mathbf{201,63 \text{ Mpa}};$$

$$\delta_s = \frac{M_s}{I}(d - y_2) = 15 \cdot \frac{39,78}{27158,4} (18 - 6) = \mathbf{24,45 \text{ Mpa}} ;$$

$$\delta_s = 26,36 \text{ Mpa} < \overline{\delta_s} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

b. En appuis :

$$M_{a,s} = \mathbf{14,04 \text{ KN.m}};$$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15y_{ser} - 15Ad = 0;$$

$$\frac{100}{2}y^2 + 15 \times 3,39y - 15 \times 3,39 \times 18 = 0;$$

$$50y^2 + 50,85y - 915,3 = 0;$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 185645,72 \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 430,86;$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 5,81 \Leftrightarrow y_2 = \mathbf{3,80 \text{ cm}};$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A(d - y_2)^2 + A'(y_2 - d)^2] / A' = 0$$

$$I = \frac{100(3,80)^3}{3} 15(3,39) = 12082,45 \text{cm}^4 ;$$

$$I = 12082,45 \text{cm}^4.$$

- **Vérifications des contraintes:**

- **Contraintes maximales de compression de béton:** $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$
 $\bar{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{Mpa} ;$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = \frac{3,80 \times 14,04 \times 10^3}{12082,45} = 4,41 \text{Mpa};$$

$$\delta_{bc} = 4,41 \text{Mpa} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \text{CV}.$$

- **Contraint maximale de traction des aciers :** $\delta_s \leq \bar{\delta}_s$

$$\bar{\delta}_s = \min \left[\frac{2}{3} F_e E, \max \left[110 \sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2} \right] \right] = 201,63 \text{Mpa};$$

$$\delta_s = \frac{M_s}{I} (d - y_2) = 15 \cdot \frac{14,4}{12082,45} (18 - 3,80) = 25,38 \text{Mpa} ;$$

$$\delta_s = 25,38 \text{Mpa} < \bar{\delta}_s = 201,63 \text{Mpa} \dots \text{CV}.$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} / V_u = \frac{q_{u,l}}{2} = \frac{15,16 \times 5,95}{2} \Leftrightarrow V_u = 45,10 \text{KN/ml} ;$$

$$\tau_u = \frac{45,10 \times 10^{-4}}{1 \times 0,18} = 2,50 \text{Mpa};$$

$$\bar{\tau}_u \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 2,5 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa} \dots \text{CV}.$$

	$A_u (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	A_s / ml	A_r / ml
Travée	9,10	2,17	6HA14	6HA8
Appuis	3,21	2,17	3HA12	3HA8

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des ferrillages.

III.2.1.4. Schéma de ferrailage :

[- Haut] [Faire 2D]

ESCALIER ETAGE COURANT

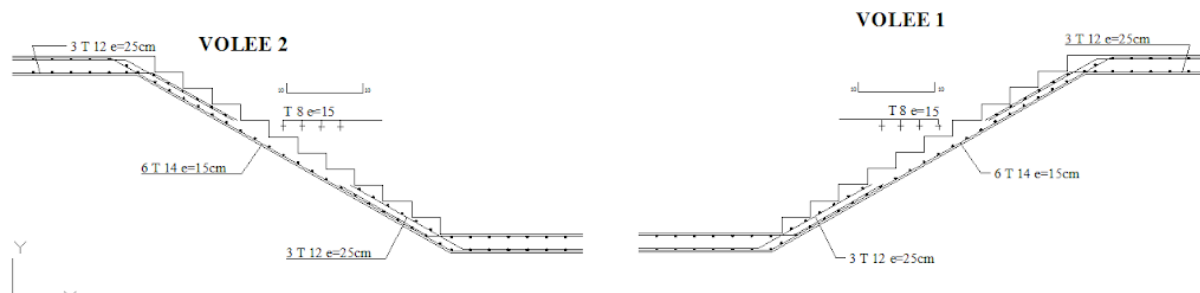


Figure III.5: schéma de ferrailage d'escalier (étage courant).

III.2.2. Escalier s-sol :

III.2.2.1. Charges et surcharge :

	G KN/ml	Q KN/ml
Paillasse	9.66	2.50
Palier de repos	4.87	2.50

Tableau III.6 : Combinaison de charges (S-sol).

- Les dimensions de la section :

$$h = 10\text{cm};$$

$$b = 100\text{cm};$$

$$d = 0,9 h = 9\text{cm};$$

$$c = 1 \text{ cm}.$$

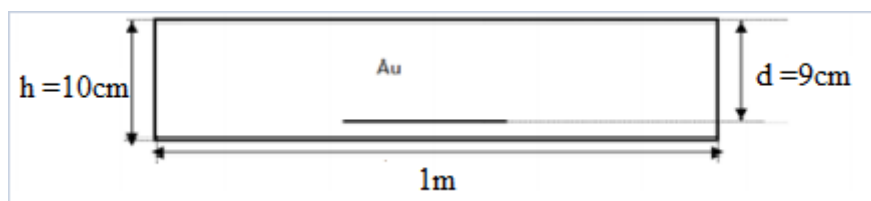


Figure III.6 : schéma de la section(s-sol).

III.2.2.2. Calcul des sollicitations:

	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	16.79	12.16
Palier de repos	10.32	7.37

Tableau III.7: chargements sur l'escalier.

▪ Schéma statique :

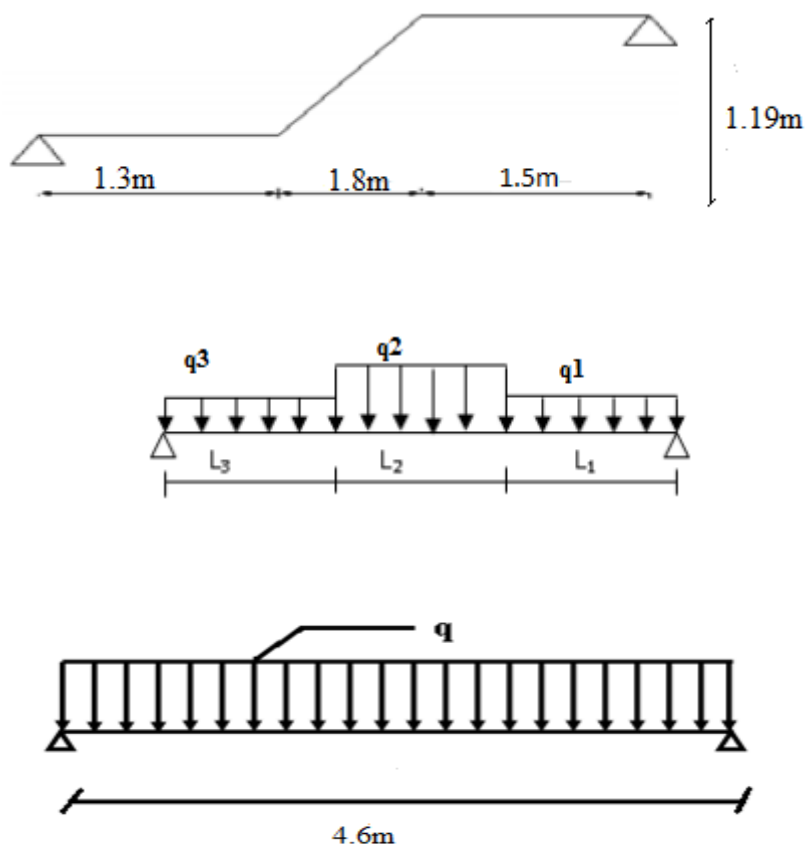


Figure III.7: Schéma statique d'escalier.

$$\bullet \quad q_u = \frac{\sum q_u l}{\sum l} \Leftrightarrow q_u = \frac{q_1.L_1 + q_2.L_2 + q_3.L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = \frac{10,32 \times 1,3 + 10,32 \times 1,5 + 16,79 \times 1,8}{1,3 + 1,5 + 1,8}$$

$$q_u = 12,58 \text{ KN/ml.}$$

$$\bullet \quad q_s = \frac{\sum q_s l}{\sum l} ;$$

$$q_s = \frac{12,16 \times 1,8 + 7,37 \times 1,3 + 7,37 \times 1,5}{1,8 + 1,3 + 1,5} = 9,24 ;$$

$$q_s = 9,24 \text{ KN/ml.}$$

$$\bullet \quad M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85M_0 \\ M_a = 0,30M_0 \end{cases}$$

	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
ELU	33.27	9,98	28.27
ELS	24.43	7,33	20.76

Tableau III.8 : Moments des escaliers aux états limites.

III.2.2.3. Ferrailage à l'ELU :

a. Ferrailage en travée :

$$M_{tu} = 28,27 \text{ KN. m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa ;}$$

$$\mu_{tu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28,27}{1 \times (0,9)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,245 ;$$

$$0,245 < 0,395 \Leftrightarrow A' = 0 \text{ (flexion simple);}$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,357 ;$$

$$Z = 8 \text{ cm ;}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \delta_s} = \frac{28,27 \times 10^3}{8 \times 348} = 10,15 \text{ cm}^2 / \text{ml ;}$$

On adopte: $A = 3HA14 + 4HA14 = 4,62 + 6,16 = 10,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

-Soit: $St = 25 \text{ cm}$

▪ Vérification de l'espacement:

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Armature de répartition:**

D'après le BAEL91 Article (B.7.4) :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2,7\text{cm}^2;$$

On adopt: $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$.

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} = 1,08\text{cm}^2;$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

b. Sur appuis:

$$M_{a,u} = 9,98\text{KN. m};$$

$$f_{bu} = 14,2\text{Mpa};$$

$$\mu_{au} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,98}{1 \cdot (0,9)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,086;$$

$$0,086 < 0,395 \Leftrightarrow A' = 0;$$

$$\alpha_u = 0,113;$$

$$Z = 9\text{cm};$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \delta_s} = \frac{9,98 \times 10}{9 \times 348} = 3,18\text{cm}^2/\text{ml};$$

On adopt: $A = 4\text{HA}12 = 4,52\text{cm}^2$.

-Soit: $St = 25\text{cm};$

- **Verification de l'espacement:**

$$St = 25\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Armature de répartition:**

D'après le BAEL91 Article (B.7.4) :

$$A_r = 1,13\text{cm}^2;$$

On adopt: $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$.

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,08 \text{cm}^2;$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification à l'ELS:** (BAEL91 V 99)

c. En travée:

$$M_{t,s} = 20,76 \text{KN.m};$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\frac{b}{2} y_{\text{ser}}^2 + 15 y_{\text{ser}} - 15 A d = 0;$$

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 10,78 y - 15 \times 10,78 \times 9 = 0;$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 1317206,89 \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 563,21;$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4 \Leftrightarrow y_2 = 4 \text{cm};$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A(d - y_2)^2 + A'(y_2 - d)^2] / A' = 0$$

$$I = 6175,83 \text{cm}^4.$$

• **Verification des contraintes:**

-Contraintes maximales de compression de béton: $\delta_{bc} \leq \overline{\delta}_{bc}$ (A.4.5.2 du BAEL)

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{Mpa};$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{\text{ser}}}{I} = \frac{4 \times 20,76 \times 10^3}{6175,83} = 13,44 \text{Mpa};$$

$$\delta_{bc} = 13,44 \text{Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers :** $\delta_s \leq \overline{\delta}_s$ (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta}_s = \min \left[\frac{2}{3} F_e E, \max \left[110 \sqrt{n f_{tj}}, \frac{f_e}{2} \right] \right] = 201,63 \text{Mpa};$$

$$\delta_s = \frac{M_s}{I} (d - y_2) = 25,21 \text{Mpa};$$

$$\delta_s = 25,21\text{Mpa} < \bar{\delta}_s = 201,63\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **En appuis :**

$$M_{a,s} = 7,33\text{KN.m};$$

$$\frac{b}{2}y^2 + Ay - 15Ad = 0;$$

$$50y^2 + 67,8y - 610,2 = 0;$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 355,86;$$

$$y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 6,04 \Leftrightarrow y_1 = 2,8 \text{ cm};$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A(d - y_2)^2 + A'(y_2 - d)^2] / A' = 0$$

$$I = 3338,05\text{cm}^4.$$

- **Verification des contraintes:**

- **Contraintes maximales de compression de béton:** $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$
 $\bar{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{Mpa};$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = \frac{2,80 \times 7,33 \times 10^3}{3338,05} = 6,14\text{Mpa};$$

$$\delta_{bc} = 6,14\text{Mpa} < \bar{\delta}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots\dots \text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers :** $\delta_s \leq \bar{\delta}_s$

$$\bar{\delta}_s = \min\left[\frac{2}{3}F_e E, \max\left[110\sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2}\right]\right] = 201,63\text{Mpa};$$

$$\delta_s = \frac{M_s}{I}(d - y_2) = 20,42\text{Mpa};$$

$$\delta_s = 20,42\text{Mpa} < \bar{\delta}_s = 201,63\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} / V_u = \frac{q_{u.1}}{2} = \frac{12,85 \times 4,6}{2} \Leftrightarrow V_u = 28,934 \text{KN/ml};$$

$$\tau_u = \frac{28,934 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9} = 0,32 \text{Mpa};$$

$$\bar{\tau}_u \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa}) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,32 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	A_s/ml	A_r/ml
Travée	10,15	1,08	3HA14+4HA14	4HA10
Appuis	3,18	1,08	4HA12	4HA8

Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des ferrillages.

III.2.2.4.Schéma de ferrillage :

ESCALIER SOUS-SOLE

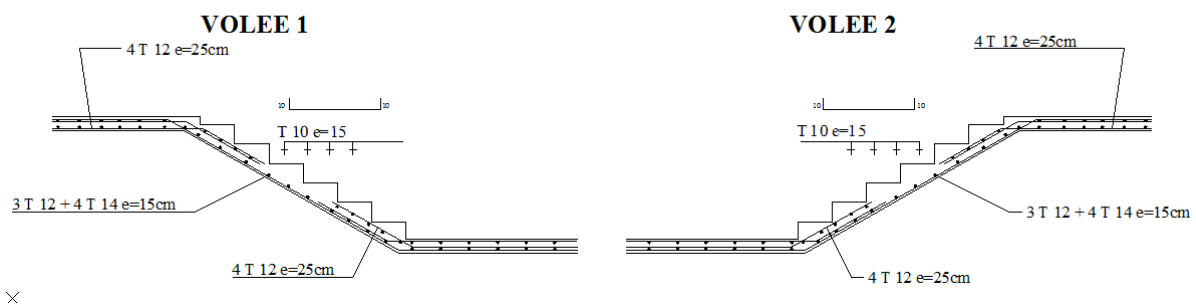


Figure III.8: schéma de ferrillage d'escalier(s-sol).

III.3.La poutre palière :

III.3.1. Pré dimensionnement :

➤ **La hauteur de poutre :**

L=5,9m ;

$$\left\{ \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} (cm); \right.$$

$$\frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10} \Leftrightarrow 39,33 \leq h \leq 59 .$$

On adopte : **h=40cm.**

➤ **La longueur de poutre :**

$$b \geq \left(\frac{h}{3}; \frac{2h}{3} \right) = \left(\frac{40}{3}; \frac{80}{3} \right) \Leftrightarrow b \geq (13,33; 26,67);$$

On adopte : **b = 35cm.**

➤ **La vérification selon RPA-V-2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \Leftrightarrow h = 40\text{cm} > 30 \dots\dots\dots \text{CV}; \\ b \geq 20 \Leftrightarrow b = 35\text{cm} > 20 \dots\dots\dots \text{CV}; \\ \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{35} = 1,14 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}. \end{array} \right.$$

Donc la poutre palière à la section **(b×h) = (35×40) cm².**

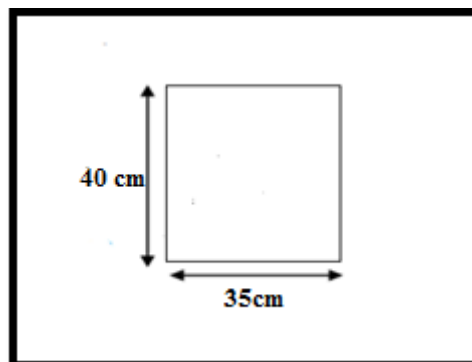


Figure III.9: Pré dimensionnement de poutre palière.

III.3.2. Évaluation des charges :

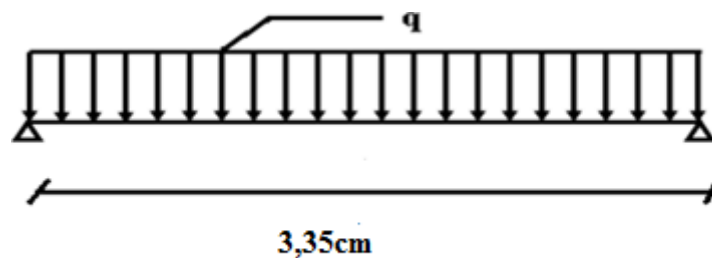


Figure III.10:Schéma statique.

- Le poids propre de la poutre palière :

$$G_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0,4 = 3,5 \text{ KN/ml.}$$

Le poids de mur : $G = 3,86 / 2 \text{ KN/ml} = 1,93 \text{ KN/ml}$;

$$G \text{ (paillasse)} = 7,27 \times 1,65 = 12 \text{ KN/ml} ;$$

$$G \text{ (palier)} = 4,87 \times 1,5 = 7,305 \text{ KN/ml} ;$$

- $G_{\text{total}} = 21,24 \text{ KN/ml.}$
- $Q_T = 2,5 \times 2,675 = 6,68 \text{ KN/ml.}$

III.3.3. Combinaison des charges :

$$Q_u = 1,35 G_T + 1,5 Q_T = 1,35(21,24) + 1,5(6,68) = 38,70 \text{ KN/ml} ;$$

$$Q_s = G_T + Q_T = 21,24 + 6,68 = 27,92 \text{ KN/ml.}$$

III.3.4. Calcul des moments :

- **Moment statique maximal :**

$$\text{E.L.U} : M_{0u} = Q_u \times \frac{L^2}{8} = 38,70 \times (3,35)^2 / 8 = 54,28 \text{ KN.m} ;$$

$$\text{E.L.S} : M_{0s} = Q_s \times \frac{L^2}{8} = 27,92 \times (3,35)^2 / 8 = 39,16 \text{ KN.m.}$$

III.3.5. Répartitions des moments:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{au} = 0,3M_0 = 16,28 \text{ KN.m;} \\ M_{tu} = 0,85M_0 = 46,14 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ts} = 11,74 \text{ KN.m;} \\ M_{as} = 3,29 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

III.3.6. Calcul des efforts tranchants:

$$V_A = -V_B = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{38.7 \times 3.35}{2} = 64,82 \text{ KN.}$$

III.3.7. Ferrailage de la poutre paliere :**a. travée:**

$$M_{tu} = 46,14 \text{ KN.m};$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa};$$

$$\mu_{au} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{46,14 \times 10}{35 \cdot (37,5)^2 \times 14,2} = 0,0006;$$

$$0,0006 < 0,395 \Leftrightarrow A' = 0;$$

$$\alpha_u = 0,0007;$$

$$Z = 47,5 \text{ cm};$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z \cdot \delta_s} = \frac{46,14 \times 10^3}{375 \times 348} = 3,7 \text{ cm}^2/\text{ml};$$

On adopt: **A = 3HA14 = 4,62 cm².**

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,58 \text{ cm}^2;$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification à l'ELS:(BAEL91 V 99)**

$$M_{t,s} = 11,74 \text{ KN.m};$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\frac{b}{2}y^2 + Ay - 15Ad = 0;$$

$$\frac{35}{2}y^2 + 15(4,62)y - 15(4,62)(37,5) = 0;$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 432,10;$$

$$y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 6,04 \Leftrightarrow y_1 = \mathbf{10,36 \text{ cm}};$$

-Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A(d - y_2)^2 + A'(y_2 - d)^2] / A' = 0$$

$$I = \mathbf{64017,5572 \text{ cm}^4}.$$

- **Verification des contraintes:**

-**Contraintes maximales de compression de béton:** $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$ (A.4.5.2 du BAEL)

$$\overline{\delta_{bc}} = 0,6f_{c28} = \mathbf{15 \text{ Mpa}};$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = \frac{10,36 \times 11,74 \times 10^3}{64017,5572} = \mathbf{1,9 \text{ Mpa}};$$

$$\delta_{bc} = 1,9 \text{ Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers :** $\delta_s \leq \overline{\delta_s}$ (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta_s} = \min \left[\frac{2}{3} F_e E, \max \left[110 \sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2} \right] \right] = \mathbf{201,63 \text{ Mpa}};$$

$$\delta_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = \mathbf{74,65 \text{ Mpa}};$$

$$\delta_s = 74,65 \text{ Mpa} > \overline{\delta_s} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

b. En appuis:

$$M_{au} = \mathbf{16,28 \text{ KN.m}};$$

$$\mu_{au} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16,28 \times 10}{35 \cdot (37,5)^2 \times 14,2} = 0,0001;$$

$$0,0001 < 0,395 \Leftrightarrow A' = 0;$$

$$\alpha_u = 0,0002;$$

$$Z = 37,5 \text{ cm};$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ta}}{z \cdot \delta_s} = \frac{16,28 \times 10}{37,5 \times 348} = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml};$$

On adopt: **A = 3HA12 = 3,39 cm².**

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,58 \text{ cm}^2;$$

$$A_{\min} \geq A_s \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- **Vérification à l'ELS:(BAEL91 V 99)**

$$M_{a,s} = 33,29 \text{ KN. m};$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0;$$

$$17,5y^2 + 50,85y - 1906,88 = 0;$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 136067,32 \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 368,87;$$

$$y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 9,08 \text{ cm};$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A((d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)^2)] \quad A' = 0;$$

$$I = 49805,183 \text{ cm}^4.$$

- **Vérifications des contraintes:**

- **Contraintes maximales de compression de béton: $\delta_{bc} \leq \overline{\delta}_{bc}$**

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa};$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 2,96 \text{ Mpa}; ;$$

$$\delta_{bc} = 2,96 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers : $\delta_s \leq \overline{\delta}_s$**

$$\overline{\delta}_s = \min \left[\frac{2}{3} F_e E, \max \left[110 \sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2} \right] \right] = 201,63 \text{ Mpa};$$

$$\delta_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = \mathbf{73,12Mpa};$$

$$\delta_s = 73,12Mpa > \bar{\delta}_s = 201,63Mpa \dots\dots\dots CV.$$

- **Vérification de la flèche (ELS) :**

Suivant (BAEL91/révisé99/ B.6.5.1), il n'est pas indispensable de procéder à la vérification de la flèche si tous les conditions suivantes sont vérifiés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{3,35} = 0,104 \leq 0,062 \dots\dots\dots CV; \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,104 \leq 0,084 \dots\dots\dots CV; \\ A_s \leq \frac{4,2}{F_e} b \cdot d \Rightarrow 0,003 < 0,010 \dots\dots\dots CV. \end{array} \right.$$

- **Calcul la poutre a la torsion :**

$$\tau_t = \frac{M_{t \max}}{2\Omega b_0}$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive.

$$\Omega = (b - e) (h - e) ;$$

Avec :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5,83cm ;$$

$$\Omega = (35 - 5,83) (45 - 5,83) = \mathbf{1142,59 \text{ cm}^2} ;$$

Le couple de torsion est : $C = V_u \times 0,1 = \mathbf{5,25KN}$;

Le moment de torsion est : $M_t = C \frac{L}{2} = 5,25 \frac{3,35}{2} = 8,80KN \cdot m$;

$$\tau_t = \frac{8,80}{2 \times 1142,59 \times 35 \times 10^{-3}} = \mathbf{0,11Mpa}.$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** (BAEL91/révisé99/A.5.1.1)

$$V_u = \frac{qu \cdot l}{2} = \frac{31,32 \times 3,35}{2} = \mathbf{52,46KN}$$
;

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{52,46 \times 10}{0,35 \times 0,41} = \mathbf{0,36Mpa}$$
;

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = 2,5\text{Mpa}.$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,15\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u^2 = 6,25\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}.$$

- **Les armatures longitudinales :**

Suivant(BAEL91/révisé99/A.5.4.4), l'armature longitudinale résistante à la torsion est comme suit :

$$A_l = \frac{U M_t}{2 \Omega \delta_s} = \frac{U \tau_t}{\delta_s}$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)];$$

$$U = 2 [(35 - 5, 83) + (45 - 5, 83)] = 136,68 \text{ cm};$$

$$A_l = \frac{136,68 \times 8,8}{2 \times 1142,59 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2;$$

On choisit : **4HA 12 = 4,52 cm².**

- **Les armatures transversales :**

Suivant(BAEL91/révisé99/A.5.4.4), l'armature transversale résistante à la torsion est comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \Omega \delta_s} = \frac{8,8 \times 10^3}{2 \times 348 \times 1142,59} = 0,009 \text{ cm}^2;$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{4,52}{14} + 0,009 = 0,33 \text{ cm}^2;$$

On prend : **4HA6 = 1,13 cm².**

III.3.8. Schéma de ferrailage d'une poutre palière :

POUTRE PALIERE

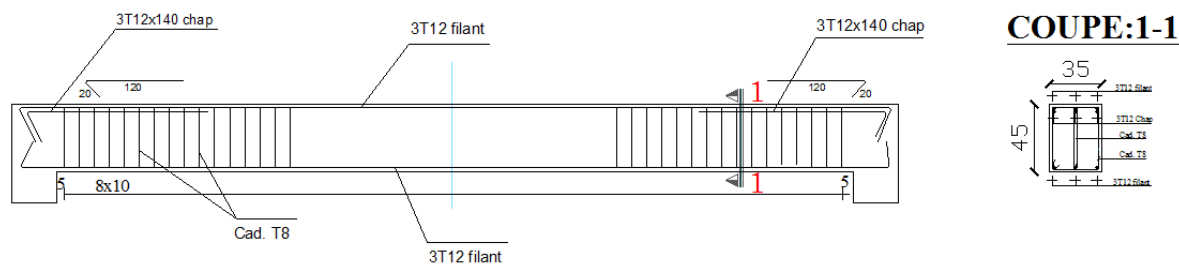


Figure III.11: Schéma de ferrailage d'une poutre palier

III.4.Étude de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes ou des chargements depuis un niveau d'accueil jusqu'à un autre niveau choisi. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Cet appareil élévateur est installé dans une gaine délimitée par des parois, un plafond et un fond de cuvette. Les composants principaux sont :

- **Cabine :** (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles) : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- **Treuil :** Une poulie de traction est actionnée par un moto- réducteur. Elle entraîne des câbles dont une extrémité est fixée à la cabine d'ascenseur et l'autre à un contrepoids.
- **le contrepoids :**
La cabine et le contrepoids sont aux extrémités du câble d'acier qui portent dans les gorges de la poulie de treuil.

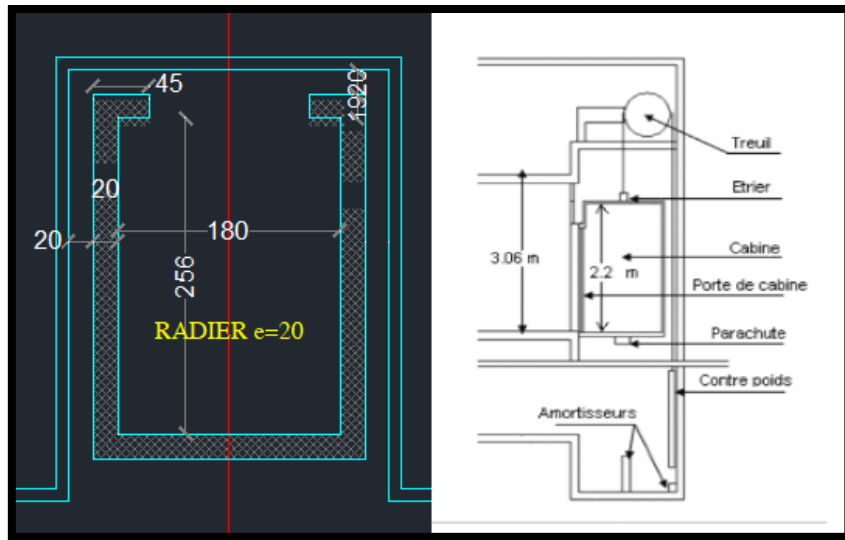


Figure III.12 : Schéma d'un ascenseur Mécanique.

III.4.1. Charge de l'ascenseur :

L'ascenseur est destiné principalement au transport de personnes, donc il est de classe I d'après la norme NF P82 – 208, La charge nominale est de 630 kg pour 8 personnes avec une Surface utile de la cabine de 1.54 m².

- P_M : poids morts (la masse de la cabine + treuil + accessoires + câble d'acier).
- P_P : la masse du contre poids et telle que : $P_P = P_M + \frac{Q}{2}$

III.4.1.1. Calcul des masses :

a) Le poids mort :

- **Surface latérale :**

Dimension de la banne :

- Largeur = 1,10 m.
- Profondeur = 1,40 m.
- Hauteur = 2,25 m.

$$S = (2 \times 1,4 + 1,1) \times 2,25 = 8,775 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 1,15 \times 8,775 \times 1,1 \rightarrow P_1 = 1,11 \text{ KN}$$

b) Plancher :

$$S = 1,1 \times 1,4 = 1,54 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 1,10 \times 1,54 \rightarrow P_2 = 1,694 \text{ KN}$$

- **Toit :**

$$P_3 = S \times 0.2 = 1.54 \times 0.2 \rightarrow P_3 = 0,308 \text{ KN}$$

- **Arcade :**

$$P_4 = (0.4 + 0.8) \times 1, 1 \rightarrow P_4 = 1,48 \text{ KN}$$

- **Parachute :**

$$P_5 = 0, 40 \text{ KN} \rightarrow P_5 = 0,40 \text{ KN}$$

- **Accessoire :**

$$P_6 = 0,80 \text{ KN} \rightarrow P_6 = 0,80 \text{ KN}$$

- **Poulier de mouflage :**

$$P_7 = 0,6 \text{ KN} \rightarrow P_7 = 0,6 \text{ KN}$$

- **Porte de cabine :**

$$P_8 = 0.8 + 0.25 \times 0,7 \times 2,00 \rightarrow P_8 = 1,194 \text{ KN}$$

$$\text{On a: } P_M = \Sigma P_i \rightarrow P_M = 7,586 \text{ KN}$$

➤ **Charge nominal :** $Q = 6,30 \text{ KN}$

➤ **La masse du contre poids :** $P_p = P_M + \frac{Q}{2} = 7,586 + \frac{6,3}{2} = 10,736 \text{ KN}$

III.4.1.2. Descente de charges :

✓ **Charge nominal :**

$$Q = 6,3 \text{ KN.}$$

✓ **Charge permanent :**

- Poids mort : 7,586 KN

- Masse de câble : 0,060 KN

- Masse de contre poids : 10,736 KN

- Treuil en haut + moteur : 0,2 KN

$$G = 18,582 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow Q_u = 34,537 \text{ KN}$$

III.4.2. Vérification de la dalle de poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur peut avoir un risque de poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur, le poids de l'ascenseur est de (34,549 kN), lors de l'installation de tous les accessoires et leur branchement au moteur, chacun des appuis

prend le quart du poids donc : $Q_u = \frac{34,537}{4} = 8,634 \text{ kN}$;

d'après le BAEL91 Article (A.5.2.4.2), la condition de non-poinçonnement est vérifiée est :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : Charge à l'ELU ;

h : L'épaisseur total de la dalle ;

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ;

($h = 20$ cm, $a = 10$ cm, $F_{c28} = 25$ MPa, $\alpha = 45^\circ$)

$$U_c = 4 \left(a + \frac{h}{2} \times 2 \right) = 4 \left(10 + \frac{20}{2} \times 2 \right) = 120 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Q \leq 0,045 \times 1,2 \times 0,2 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 180 \text{ kN}$$

Donc, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

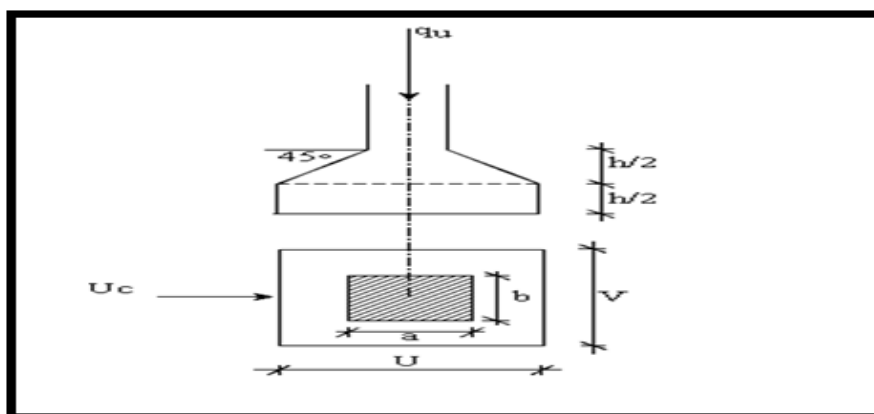


Figure III.13: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.

III.4.3. Évaluation des moments :

III.4.3. 1. Les moments dus à la charge concentrée :

On admet qu'une force appliquée à la surface de la dalle agit uniformément sur un air ($S = U \times V$), située à la mi-hauteur de celle-ci, avec U parallèle à L_x et V à L_y .

Pour le calcul des moments maximaux au centre de la dalle, on utilise les abaques de **Pigeaud**, qui permettent de placer les charges au centre de la dalle.

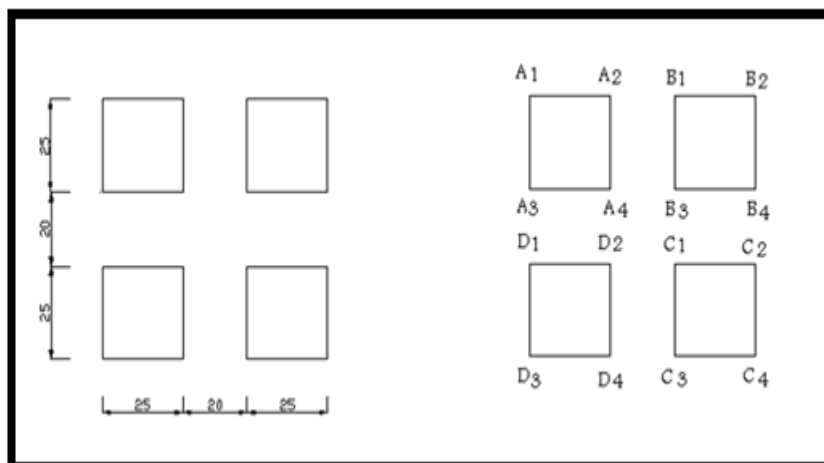


Figure III.14: Schéma de représentation des charges.

A l'aide du schéma précédent et la valeur de $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,6$ on détermine les moments M_1 et M_2

des tableaux de **PIGEUD** (M_1 et M_2 sans unité).

$$v = y_o + 2h_1 + h_t \quad u = x_o + 2h_1 + h_t$$

$$1) \text{ Effet de } A_1 \ B_2 \ C_4 \ D_3: \left. \begin{array}{l} \frac{u_1}{l_x} = \frac{0,7}{1,7} = 0,41 \\ \frac{v_1}{l_y} = \frac{0,7}{2} = 0,35 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,135 \\ M_2 = 0,039 \end{array} \right.$$

$$2) \text{ Effet de } A_2 \ B_1 \ C_3 \ D_4: \left. \begin{array}{l} \frac{u_2}{l_x} = \frac{0,2}{1,7} = 0,12 \\ \frac{v_2}{l_y} = \frac{0,7}{2} = 0,35 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,168 \\ M_2 = 0,043 \end{array} \right.$$

$$3) \text{ Effet de } A_3 \ B_4 \ C_2 \ D_1: \left. \begin{array}{l} \frac{u_3}{l_x} = \frac{0,7}{1,7} = 0,41 \\ \frac{v_3}{l_y} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,162 \\ M_2 = 0,108 \end{array} \right.$$

$$4) \text{ Effet de } A_4 \ B_3 \ C_1 \ D_2: \left. \begin{array}{l} \frac{u_4}{l_x} = \frac{0,2}{1,7} = 0,12 \\ \frac{v_4}{l_y} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,235 \\ M_2 = 0,132 \end{array} \right.$$

Les moments suivant les directions x et y sont :

$$M_x = P (M_1 + v M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + v M_1) ; \text{ avec : } v = 0.$$

On aura :

$$M_x = P M_1 \text{ ET } M_y = P M_2;$$

$$P = P' \cdot S \quad \text{et} \quad S = 0,25 \times 0,25 = 0,0625 \text{ m}^2 ;$$

$$\Rightarrow P' = \frac{P}{S} = \frac{8,635}{0,0625} = 138,16 \text{ kN/m}^2 .$$

État de Charge	U / L _x	V / L _y	M ₁	M ₂	S (m ²)	P=P'xS (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
1	0,41	0,35	0,135	0,039	0,49	67,690	9,138	2,64
2	0,12	0,35	0,168	0,043	0,14	19,342	3,42	0,83
3	0,41	0,1	0,162	0,108	0,14	19,342	3,13	2,088
4	0,12	0,1	0,235	0,132	0,04	5,526	1,3	0,73

Tableau III.10 : Résultats des moments à L'ELU.

$$\begin{cases} M_{1X} = M_{X1} + M_{X2} + M_{X3} + M_{X4} = 17 \text{ kN.m} \\ M_{1Y} = M_{Y1} + M_{Y2} + M_{Y3} + M_{Y4} = 6,3 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.4.3.2. Les moments dus aux charges réparties :

$$\text{Largeur : } L_x = 1,7 \text{ m}$$

$$\text{Longueur : } L_y = 2 \text{ m}$$

$$G = 0,2 \times 25 = 5,00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q = 8,25 \text{ KN/m}^2$$

$\alpha = 0,85 \rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens :

$$\mu_x = 0,05 \quad \mu_y = 0,697$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 1,192 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,831 \text{ kN.m} \end{cases}$$

D'où les moments totaux appliqués sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{xT} = M_{1x} + M_x = 18,192 \text{ kN.m} \\ M_{yT} = M_{1y} + M_y = 7,13 \text{ kN.m} \end{cases}$$

La dalle est considérée comme totalement encastree (appuyée sur les voiles). On a :

$$M_{xt} = 0,75M_{xT} = 13,64\text{kN.m}$$

$$M_{yt} = 0,75M_{yT} = 5,34\text{kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{xT} = 9,096\text{kN.m}$$

III.4.4. Ferrailage :

Le ferrailage de fait en flexion simple (**E.L.U**) pour une bonde de 1m de largeur. On aura :
Le même ferrailage dans les deux directions.

✓ En travée : $A_{tu} = 2,02 \text{ cm}^2$.

✓ En appuis : $A_{au} = 0,75 \text{ cm}^2$.

- Condition de non fragilité :

D'après le BAEL91 Article (A.4.2) :

- $A_x \geq \rho_0 \frac{3-1_x/1_y}{2} b.h_0 = 0,0006 \frac{3-1,7/2}{2} \times 100 \times 20 = 1,29 \text{ cm}^2$;

- $A_y \geq \rho_0 . b . h_0 = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$. ;

Alors : $A_u = 2,02 \text{ cm}^2$;

Les armatures choisies sont : $A_t = 5\text{HA}10 / \text{ml}$ (St = 20 cm) ;

$A_a = 5\text{HA}10 / \text{ml}$ (St = 20 cm).

III.4.4.1. Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

L'effort tranchant pour valeur :

$$T = \frac{P.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = \frac{8,25 \times 1,7 \times 2}{2 \times 2 + 1,7} = 4,92\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{4,92 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,029\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$$

III.4.4.2. Vérification à L'ELS :

III.4.4.2.1. Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 (art. B.7.5) :

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) côtés, on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{25}{160} = 0,156 \geq \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \dots \text{vérifier.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \Rightarrow \frac{7,85}{100 \times 17} = 0,0046 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{vérifier.}$$

III.4.4.2.2. Moments dus aux charges concentrées :

$$Q_{\text{ser}} = \frac{Q_{\text{ser}}}{4} = \frac{19,585}{4} = 4,9 \text{ kN}$$

$$P'_{\text{ser}} = \frac{Q_s}{S} = \frac{4,9}{0,0625} = 78,4 \text{ kN}$$

État de Charge	U / L _x	V / L _y	M ₁	M ₂	S (m ²)	P=P'xS (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
1	0,41	0,35	0,135	0,039	0,49	38.41	5.19	1.5
2	0,12	0,35	0,168	0,043	0,14	10.97	1.843	0.472
3	0,41	0,1	0,162	0,108	0,14	10.97	1.77	1.185
4	0,12	0,1	0,235	0,132	0,04	3.14	0.738	0.414

Tableau III.11: Résultats des moments à L'ELS.

$$\begin{cases} M_{1X} = M_{X1} + M_{X2} + M_{X3} + M_{X4} = 9,54 \text{ kN.m} \\ M_{1Y} = M_{Y1} + M_{Y2} + M_{Y3} + M_{Y4} = 3,57 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.4.4.2.3. Moments dus aux charges réparties :

$$G_{\text{dalle}} = 5 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad Q_{\text{dalle}} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$q = G + Q = 5 + 1 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

$\alpha = 0,85 \rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens :

$$\mu_x = 0,05 \quad , \quad \mu_y = 0,697$$

$$\begin{cases} M_X = \mu_x q l_x^2 \\ M_Y = \mu_y M_X \end{cases} \dots \Rightarrow \begin{cases} M_X = 0,86 \text{ kN.m} \\ M_Y = 0,60 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{xT} = M_{1x} + M_x = 10,40 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{yT} = M_{1y} + M_y = 4,17 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{xT} = 7,8 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_{yT} = 3,13 \text{ kN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{xT} = 5,2 \text{ kN.m}$$

➤ **Justification à l'ELS :**

1- Calcul de la position de l'axe neutre : ($A' = 0$)

$$\frac{by_1^2}{2} - nA(d - y_1) = 0 \dots \dots \dots y_1 = 5,26 \text{ cm}$$

2- Calcul du moment d'inertie :

$$I_{/An} = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2 = 21080,25 \text{ cm}^4$$

3- Vérification des contraintes :

• **En travée :**

$$M_{ser} = 7,8 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 63,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = f_e = 500 \text{ MPa}$$

• **Sur appui :**

$$M_{ser} = 5,2 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 43,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$$

Les armatures calculées en E.L.U conviennent

III.4.5. Schéma de Ferrailage :

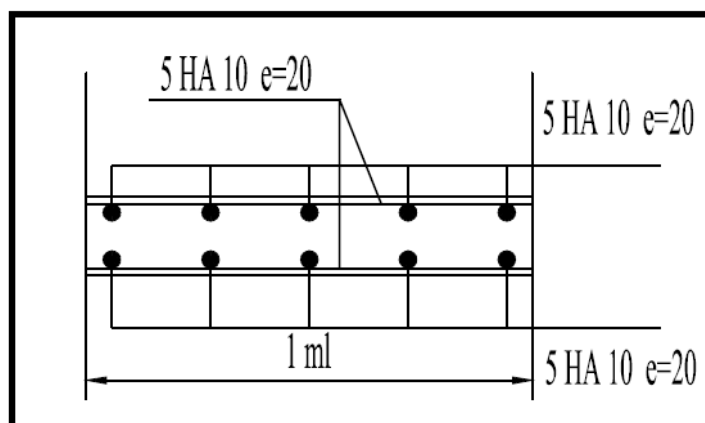


Figure III.15: Schéma de ferrailage de la dalle La dalle de l'ascenseur.

III.5. Les Planchers:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Dans notre étude, on a choisi des planchers en corps creux dont les entrevous s'appuient sur les poutrelles (nervures) lesquelles reposent sur les poutres principales, l'ensemble est solidarisé par une dalle de 4 cm d'épaisseur et armée par du treillis soudé. Les Charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont regroupées dans le tableau ci-après :

Le calcul fait pour une bande de 65 cm :

Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$q_u=0,65(1,35G+1,5Q)$	$q_s=0,65(G+Q)$
Terrasse	6,49	1,00	6,67	4,87
Etage courant	5,9	2,5	7,62	5,46

Tableau III.12 : Chargement sur les planchers.

III.5.1. Les méthodes de calcul :

III.5.1.1. Méthode forfaitaire :

➤ Domaine d'application :

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- 1- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- 2- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- 3- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$.
- 4- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

Dans notre cas, la condition (3) est non vérifiée donc il faut utiliser la méthode de Caquot minoré.

➤ Principe de la méthode forfaitaire:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée

M_t et des moments sur appuis M_e et M_w . Si on note par:

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison c'est dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges) ;
- M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- M_t le moment maximal en travée qui est pris en compte dans les calculs de la travée considérée ;

- α : le rapport entre les charges d'exploitations et la somme des charges permanentes et charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$;

On prend pour les appuis une valeur absolue du moment au moins égale à :

- $0,6 M_0$: dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$: dans les cas des appuis voisins des rives d'une poutre à plus de trois travées ;
- M_0 : dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.

Et pour les moments en travée une valeur au moins égales à :

- $M_t \geq \frac{(1+0,3 \alpha)M_0}{2}$ (dans une travée intermédiaire) ;
- $M_t \geq \frac{(1,2+0,3 \alpha)M_0}{2}$ (dans une travée de rive).

Tout en respectant la condition suivante :

$$\text{▪ } M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0,3\alpha)M_0 \\ 1,05 M_0 \end{cases}$$

III.5.1.2. La méthode de CAQUOT :

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles et également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

➤ Principe de la méthode :

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifie et corrigé pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroît les moments en travée ;

- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

➤ **Domaine d'application :**

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs respectives L_w et L_e

- La charge répartie uniforme q_w et q_e ;
- Des charges concentrées P_w et P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui ;
- Les longueurs réduites de chaque travée L' :
 - $L' = L$: Pour une travée de rive ;
 - $L' = 0,8.L$: Pour une travée intermédiaire.

Vous devez déclarer la méthode forfaitaire.

III.5.1.3.Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:

- $Q \leq \max(2G; 5000\text{KN/m}^2) \Leftrightarrow Q = 1000\text{KG/m}^2 \leq (2G = 12980\text{KG/m}^2; 5000\text{KN/m}^2) \dots\dots\dots\text{CV}.$
- Les moments d'inertie constanteCV ;
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....CV ;
- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.....CV.

III.5.1.4.Les efforts tranchants :

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_w) et pour l'appui de droite (T_e) est donnée par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} T_w = T_0 - (M_w - M_e)/L \\ T_0 = -T_0 + (M_w - M_e)/L \end{cases}$$

Avec : $T_0 = qL/2 \Rightarrow$ destine l'effort tranchant et L la longueur de portée considérée.

III.5.2.Les différents types des nervures :

Pour chaque appui intermédiaire, on retient la plus grand des valeurs absolue des moments fléchissant de référence (M_0) calculée à gauche de l'appui concédé.

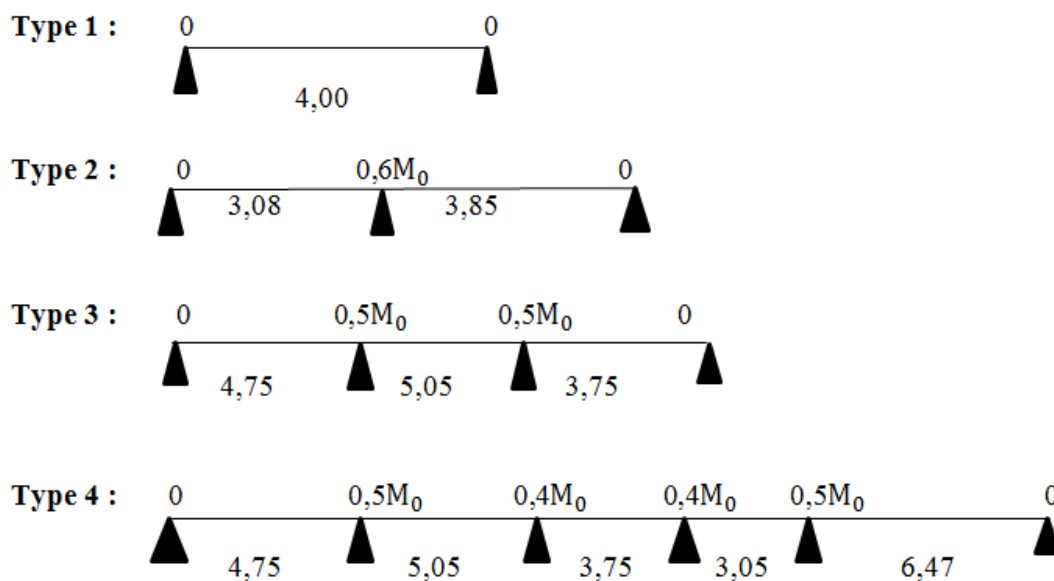


Figure III.16: Les différents types des nervures.

III.5.3. Calcul des sollicitations :

III.5.3.1. Plancher terrasse :

ELU									
Type	Travée	L(m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
Type 01	AB	4,00	13,34	0	0	14	13,34	13,34	-13,34
Type 02	AB	3,08	7,90	0	4,74	5,92	10,27	11,8	-11,8
	BC	3,85	12,35	7,41	0	9,25	12,83	10,90	-10,90
Type 03	AB	4,75	18,81	0	9,40	15,05	15,84	17,81	-17,81
	BC	5,05	21,26	10,63	10,63	11,69	16,84	16,84	-16,84
	CD	3,75	11,72	5,86	0	9,37	12,50	10,93	-10,93
Type 04	AB	4,75	18,81	0	9,40	15,05	15,84	17,81	-17,81
	BC	5,05	21,26	10,63	8,50	12,75	16,84	16,41	-16,41
	CD	3,75	11,72	4,68	4,68	7,62	12,50	12,50	-12,50
	DE	3,05	7,75	3,10	3,87	4,64	10,17	10,94	-10,94
	EF	6,47	34,90	17,45	0	27,91	21,57	17,25	-17,25

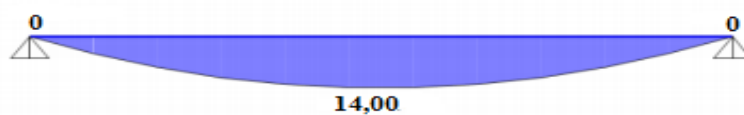
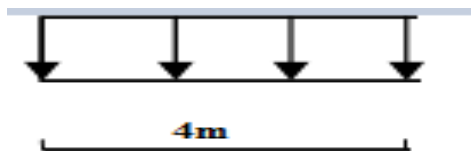
Tableau III.13 : Sollicitation des plancher terrasse à l'ELU.

ELS									
Type	Travée	L(m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
Type 01	AB	4,00	9,74	0	0	10,22	9,74	9,74	-9,74
Type 02	AB	3,08	5,77	0	3,46	4,32	7,49	6,36	-6,36
	BC	3,85	9,02	5,41	0	6,76	9,37	7,96	-7,96
Type 03	AB	4,75	13,73	0	6,86	10,98	11,56	13,00	-13,00
	BC	5,05	15,52	7,76	7,76	8,35	12,29	12,29	-12,29
	CD	3,75	8,56	4,28	0	6,84	9,13	7,98	-7,98
Type 04	AB	4,75	13,73	0	6,86	10,98	11,56	13,00	-13,00
	BC	5,05	15,52	7,76	6,20	9,31	12,29	11,98	-11,98
	CD	3,75	8,56	3,42	3,42	5,56	9,13	9,13	-9,13
	DE	3,05	5,66	2,26	2,83	3,40	7,42	7,60	-7,60
	EF	6,47	25,48	12,74	0	20,38	15,75	13,78	-13,78

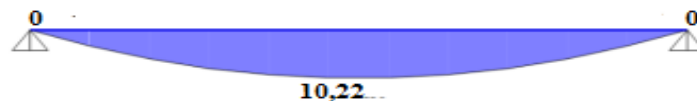
Tableau III.14 : Sollicitation des plancher terrasse à l'ELS.

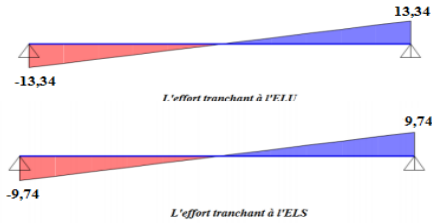
- Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant du plancher terrasse à (ELU-ELS) :

- Type 1 :

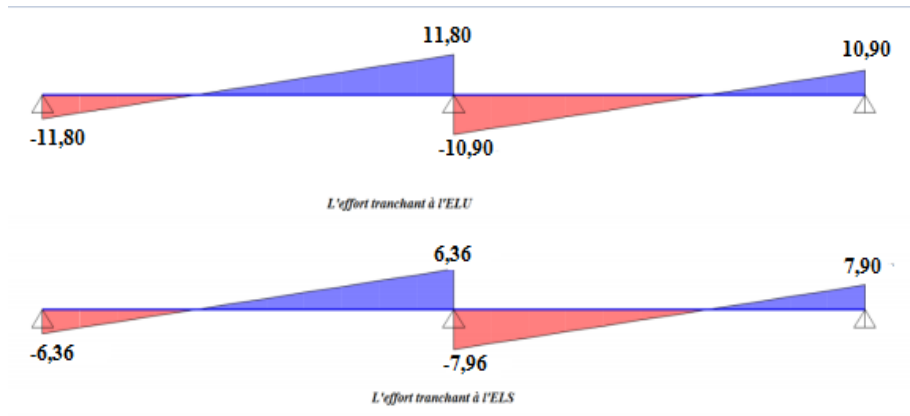
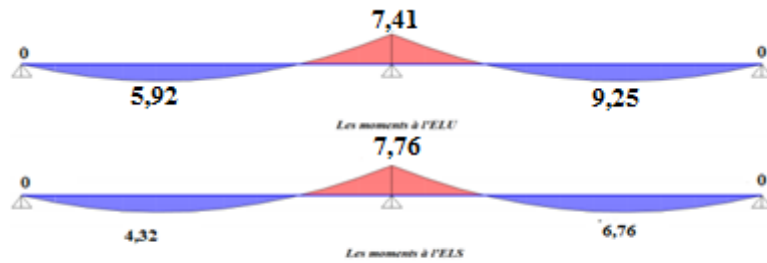
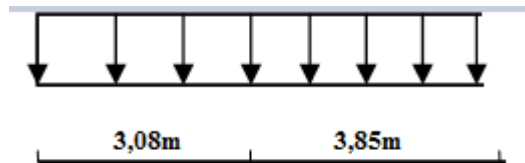


Les moments à l'ELU

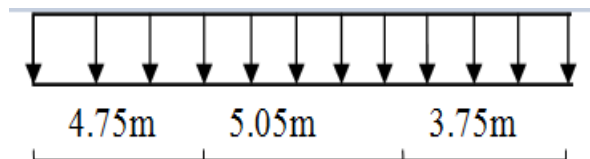


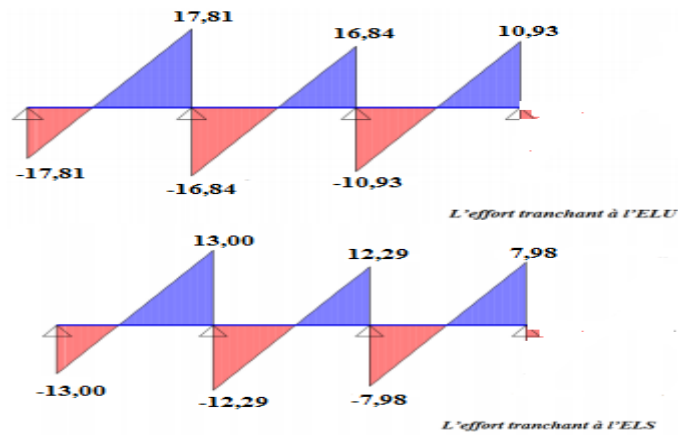
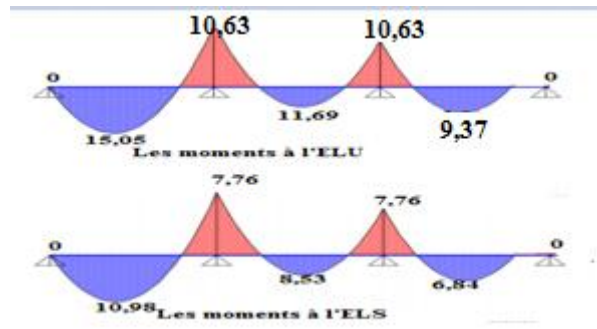


• Type 2 :

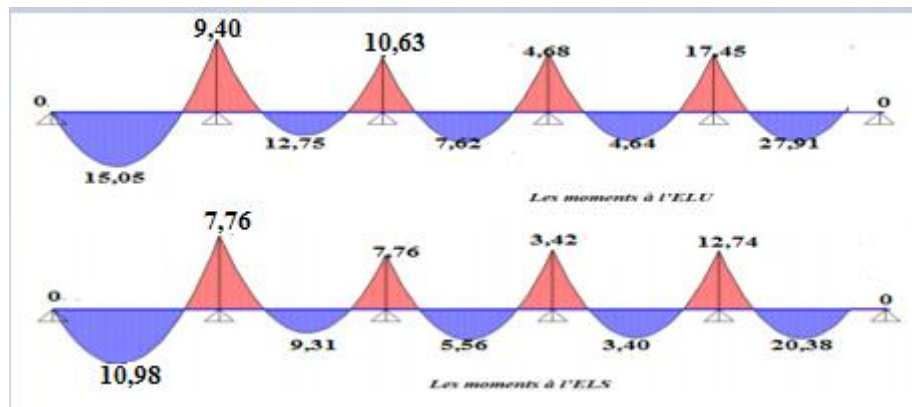
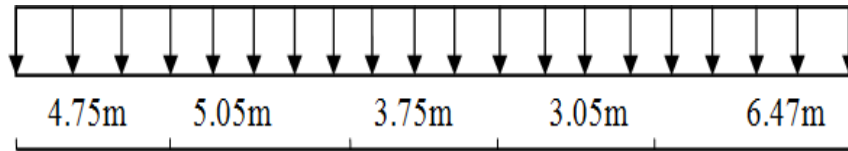


• Type 3 :





- Type 4 :



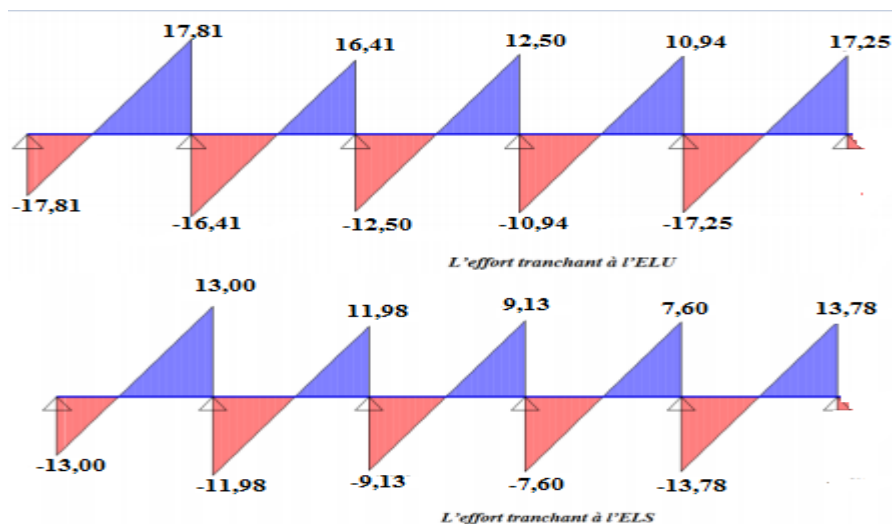


Figure III.17:diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants.

III.5.3.2. Ferrailages des nervures :

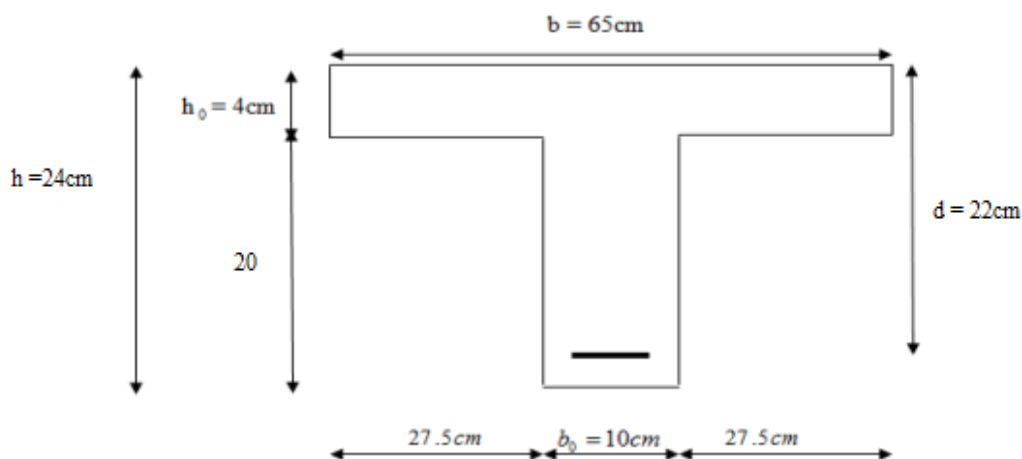


Figure III.18: Géométrie de la nervure.

▪ En travée :

ELU: $M_t = 27,91 \text{KN.m}$;

ELS: $M_t = 20,38 \text{KN.m}$.

Calcul du moment ultime dans la table :

$$M_{tu} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu};$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \left(22 - \frac{4}{2} \right) 14,2 = 73,843 \text{KN.m};$$

$$M_{tu} = 73,843 \text{KN.m} > M_{t \max} = 27,91 \text{KN.m}.$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc la section sera considérée comme une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \delta_{bc}} = \frac{27,91 \times 10^3}{65 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,062;$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 15};$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,36 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,395;$$

$$\mu = 0,062 < \mu_{lu} = 0,395 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}) \text{ donc: } (A' = 0);$$

$$\alpha_u = 0,080;$$

$$Z = 21,3;$$

$$\alpha_u = 0,80 < 0,259 : \text{L'ELU est atteint en pivot A} \rightarrow \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \end{cases}$$

$$\delta_s = \delta_{su} = 348 \text{Mpa.}$$

- **La section d'acier tendue :**

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z \cdot \delta_s} = \frac{27,91 \times 10^3}{21,3 \times 348} = 3,76 \text{cm}^2 / \text{ml};$$

On adopt: **A = 4HA12 = 4,52 cm².**

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,72 \text{cm}^2 ;$$

$$\text{Donc: } A_u = \{A_{\min}, A_{su}\} = 3,76 \text{cm}^2 ;$$

$$A_u = 4HA12 = 4,52 \text{cm}^2.$$

- **Vérification à l'ELS: (BAEL91 V 2003)**

$$M_{t,s} = 20,38 \text{KN.m};$$

La fissuration est considérée comme très préjudiciable ;

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

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0;$$

Et on à : $A'=0$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15y_{ser} - 15Ad = 0;$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(4,52)y - 15(4,52)(22) = 0;$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 198504,84 \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 445,53;$$

$$y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 5,81\text{cm} \Leftrightarrow y_1 = \mathbf{5,81\text{cm}};$$

-Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)^2] / A'=0 ;$$

$$I = \mathbf{2202,80\text{cm}^4}.$$

- **Verification des contraintes:**

-**Contraintes maximales de compression de béton:** $\delta_{bc} \leq \overline{\delta}_{bc}$ (A.4.5.2 du BAEL)

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = \mathbf{15\text{Mpa}};$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c.M_{ser}}{I} = \frac{20,38 \times 5,81 \times 10^3}{22020,80} = \mathbf{5,37\text{Mpa}};$$

$$\delta_{bc} = 5,37\text{Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers :** $\delta_s \leq \overline{\delta}_s$ (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta}_s = \min\left[\frac{2}{3}F_e E, \max\left[90\sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2}\right]\right] = \mathbf{347,82\text{Mpa}};$$

$$\delta_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = \mathbf{229,71\text{Mpa}};$$

$$\delta_s = 229,71\text{Mpa} < \overline{\delta}_s = 347,82\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

- **Sur appui :**

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times \delta_{bc}} = \frac{10,63 \times 10^3}{10 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,154;$$

$$\mu = 0,154 < \mu_{lu} = 0,395 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimée}) \text{ donc : } (A'=0) ;$$

$$\alpha_u = 0,210;$$

$$Z = 20,15 \text{ cm} ;$$

▪ **La section d'acier comprimée :**

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z \cdot \delta_s} = \frac{10,63 \times 10^3}{20,15 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2;$$

On adopt: **A = 2HA12 = 2,26 cm².**

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2;$$

$$\text{Donc: } A_u = \max\{A_{\min}, A_u\} = 2,26 \text{ cm}^2;$$

$$A_u = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à l'ELS:(BAEL91 V 2003)**

$$M_{a,s} = 7,76 \text{ KN.m};$$

La fissuration est considérée comme très préjudiciable ;

• **Position de l'axe neutre (A'=0) :**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0;$$

$$\text{Et on à : } A'=0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + 5(2,26)y - 15(2,26)y - 15(2,26)(22) = 0;$$

$$= \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 16065,21 \Leftrightarrow \Delta = 16065,21 \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 126,74;$$

$$Y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 9,28 \text{ cm} \Leftrightarrow y_1 = \mathbf{9,28 \text{ cm}};$$

-Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)^2] = 0;$$

$$I = 3077,12 \text{ cm}^4.$$

- **Verification des contraintes:**

-Contraintes maximales de compression de béton: $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$ (A.4.5.2 du BAEL)

$$\overline{\delta_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa};$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c M_{ser}}{I} = \frac{7,76 \times 9,28 \times 10^3}{3077,12} = 23,40 \text{ Mpa};$$

$$\delta_{bc} = 3,40 \text{ Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers :** $\delta_s \leq \overline{\delta_s}$ (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta_s} = \min \left[\frac{2}{3} F_e E, \max \left[90 \sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2} \right] \right] = 347,82 \text{ Mpa};$$

$$\delta_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 481,16 \text{ Mpa};$$

$$\delta_s = 229,71 \text{ Mpa} < \overline{\delta_s} = 347,82 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

III.5.3.3. Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (ELU) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa};$$

$$V_u = 17,81 \text{ KN};$$

$$b = 10 \text{ cm};$$

$$d = 22 \text{ cm};$$

$$\tau_u = \frac{17,81 \times 10^3}{100 \times 220} = 0,80 \text{ Mpa};$$

$$\tau_u = 0,80 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

III.5.3.4. Vérification de la flèche :

Les règles CB.A93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{647} = 0,037 \leq 0,062 \dots\dots\dots CV; \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{24}{647} = 0,037 \leq 0,079 \dots\dots\dots CV; \\ \frac{A}{b_0} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{4,52}{65 \times 22} = 0,003 < 0,010 \dots\dots\dots CV. \end{array} \right.$$

➤ Diamètre des armatures d'âme:

$$\varphi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{35}, \phi_1\right\};$$

$$\varphi_t \leq \min\{0,68; 1; 1,4\} \Rightarrow \varphi_t \leq 0,68\text{cm};$$

On choisit : $\varphi_t = 7\text{mm}$.

➤ Espacement des cours des cadres :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{19,8 ; 40\text{cm}\}$$

On choisit : $S_t = 15\text{cm}$.

III.5.3.5. Schéma de ferrailage :

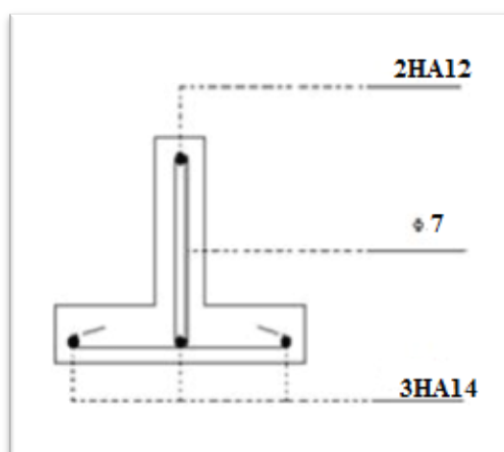


Figure III.19: Schéma de ferrailage d'un plancher terrasse.

III.5.4. Plancher étage courant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} ;$$

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 5,9} = 0,2;$$

ELU									
Type	Travée	L(m)	M _{0u} (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _w (KN)	T _e (KN)
Type 01	AB	4,00	13,3	0	0	13,3	13,3	13,3	-13,3
Type 02	ABH	3,08	7,88	0	4,73	5,98	10,24	11,76	-11,76
	BC	3,85	12,32	7,4	0	9,36	12,8	10,88	-10,88
Type 03	AB	4,75	18,76	0	9,38	15,2	15,8	17,77	-17,77
	BC	5,05	21,2	10,6	10,6	11,87	16,8	16,8	-16,8
	CD	3,75	11,69	5,85	0	9,47	12,47	10,91	-10,91
Type 04	AB	4,75	18,76	0	9,38	15,2	15,8	17,78	-17,78
	BC	5,05	21,2	10,6	8,48	12,93	16,8	16,38	-16,38
	CD	3,75	11,69	4,68	4,68	7,71	12,46	12,46	-12,46
	DE	3,05	7,73	3,09	3,87	4,71	10,14	10,39	-10,39
	EF	6,47	34,8	17,4	0	28,19	21,51	18,82	-18,82

Tableau III.15 : Sollicitation des plancher etage courant à l'ELU.

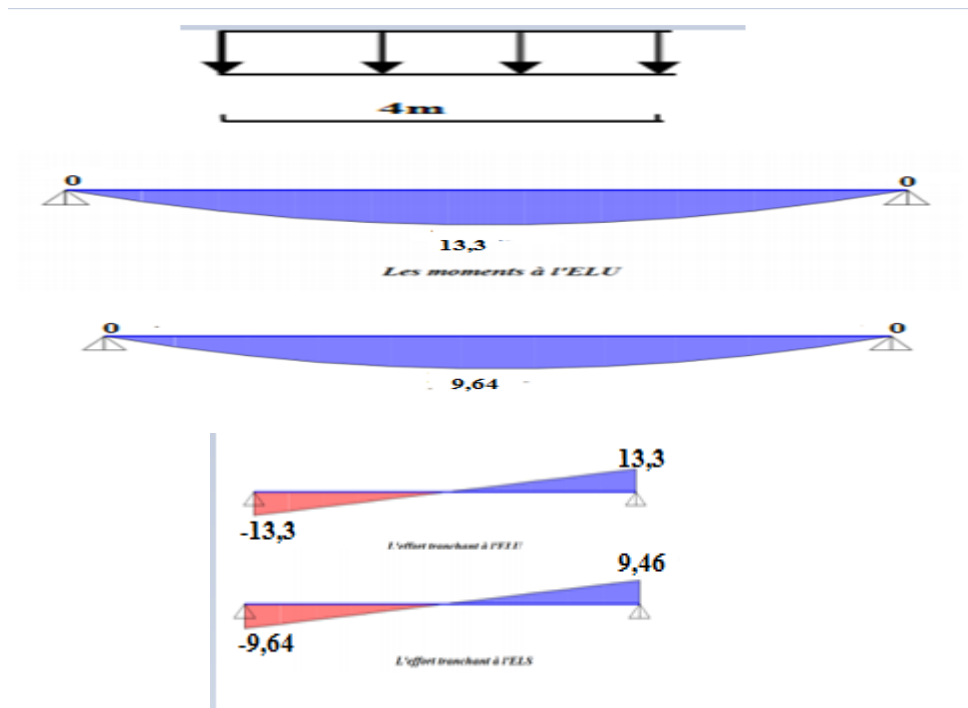
ELS									
Type	Travée	L(m)	M _{0u} (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _w (KN)	T _e (KN)
Type 01	AB	4,00	9,64	0	0	9,64	9,64	9,64	-9,64
Type 02	AB	3,08	5,72	0	3,43	4,36	7,42	8,53	-8,53
	BC	3,85	8,93	5,36	0	6,79	9,28	7,88	-7,88
Type 03	AB	4,75	13,4	0	6,7	10,85	11,45	12,86	-12,86
	BC	5,05	15,37	7,69	7,69	8,6	12,17	12,17	-12,17
	CD	3,75	8,47	4,24	0	6,86	9,03	7,90	-7,90
Type 04	AB	4,75	13,4	0	6,7	10,85	11,45	12,86	-12,86
	BC	5,05	15,37	7,69	6,15	9,37	12,17	11,86	-11,86

04	CD	3,75	8,47	3,39	3,39	5,6	9,03	9,03	-9,03
	DE	3,05	5,05	2,02	2,53	3,08	7,35	7,51	-7,51
	EF	6,47	25,22	12,61	0	20,43	15,60	13,65	-13,65

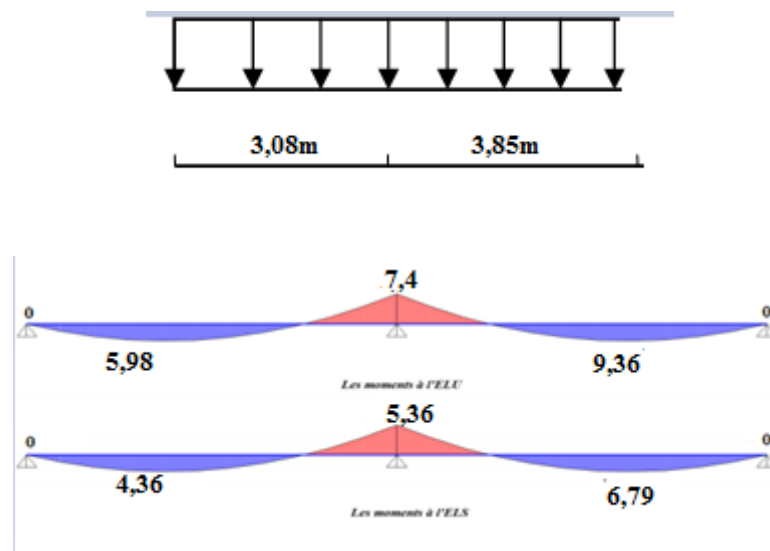
Tableau III.16 : Sollicitation des plancher etage courant à l'ELS.

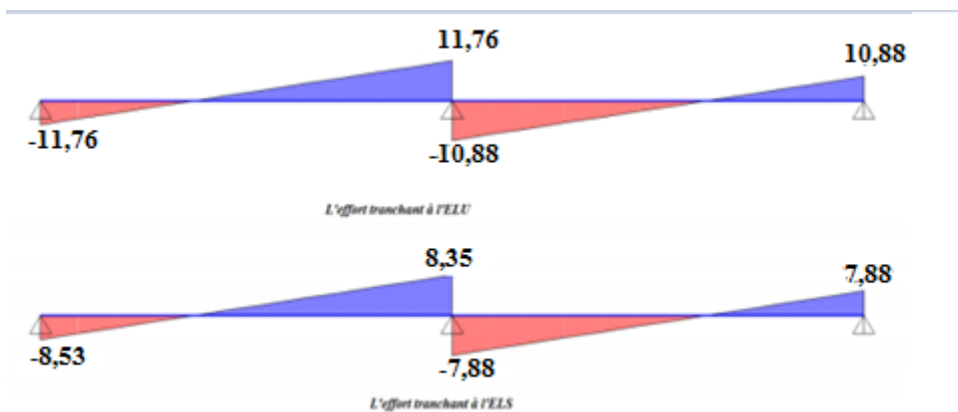
III.5.4.1. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchantes :

- Type 1 :

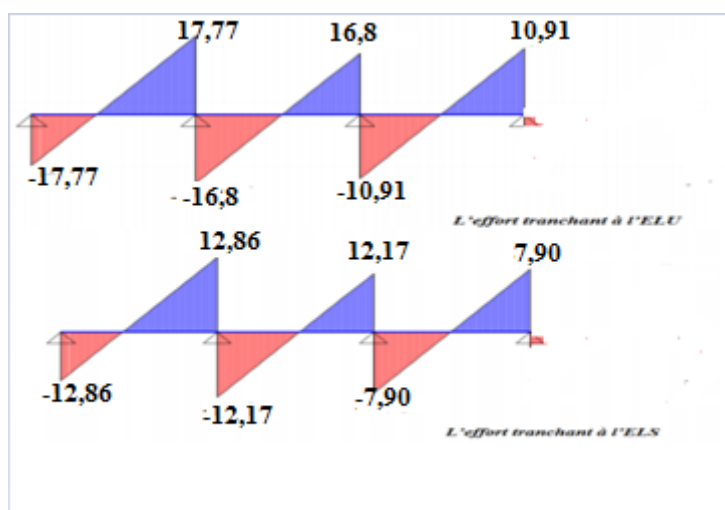
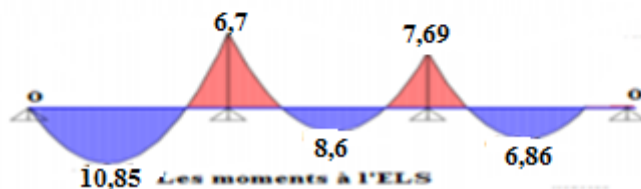
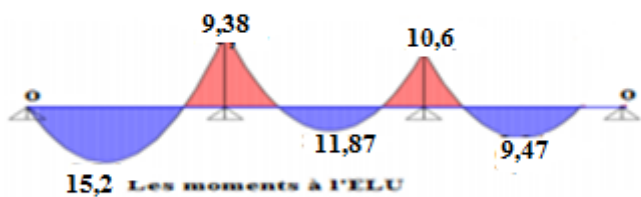
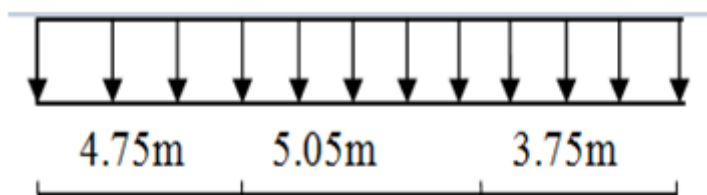


- Type 2 :





- Type 3 :



- Type 4 :

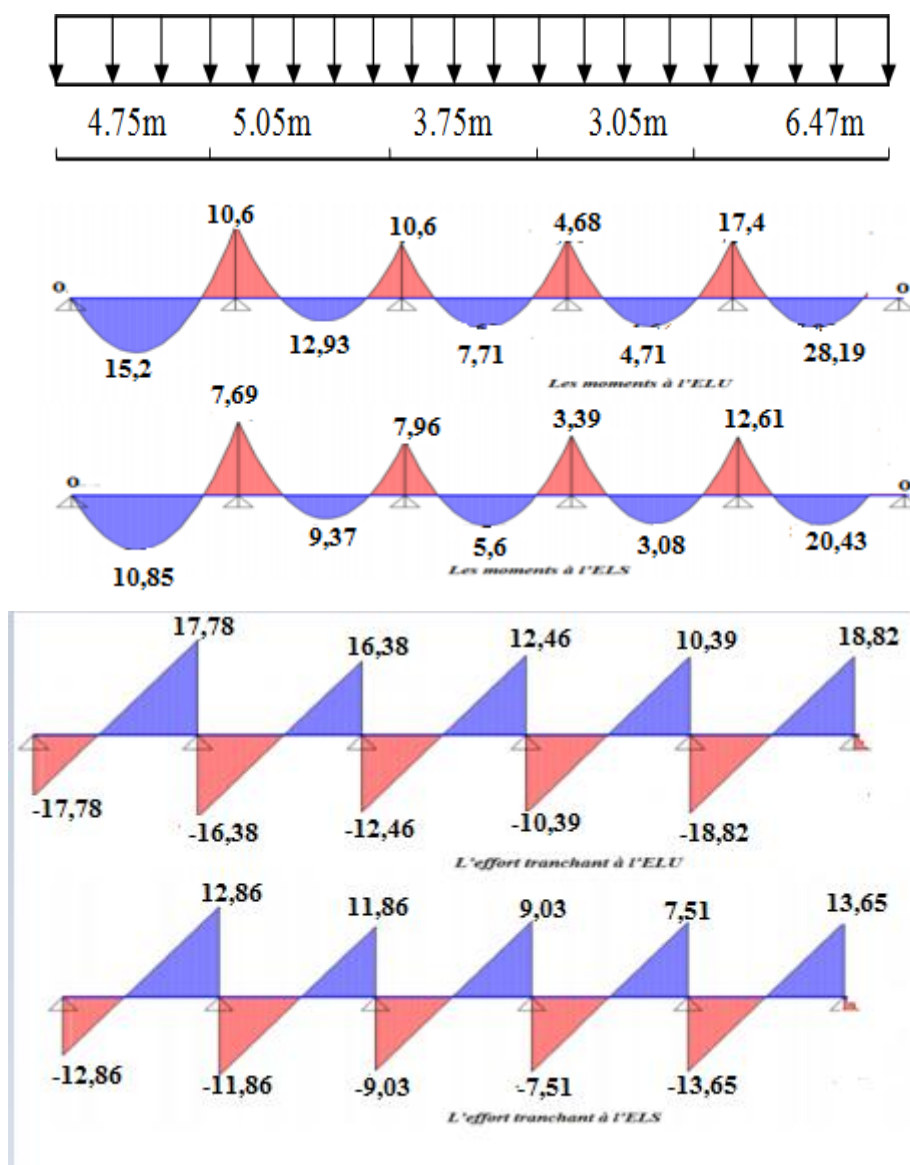


Figure III.20:diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants (étage courant).

III.5.4.2.Ferrailages des nervures :

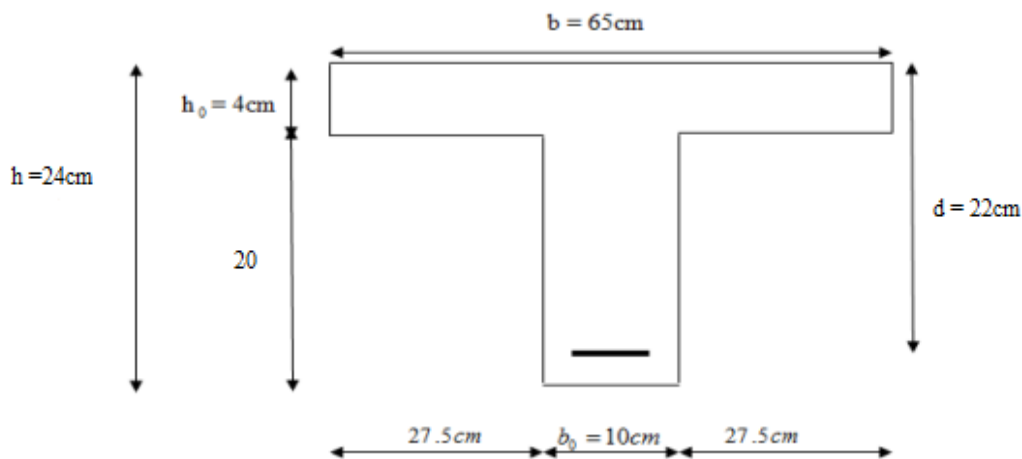


Figure III.21: Géométrie de la nervure.

▪ **En travée :**

$$\text{ELU: } M_t = 28,19 \text{KN.m};$$

$$\text{ELS : } M_t = 20,43 \text{KN.m.}$$

Calcul du moment ultime dans la table :

$$M_{tu} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu};$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \left(22 - \frac{4}{2} \right) 14,2 = 73,843 \text{KN.m};$$

$$M_{tu} = 73,843 \text{KN.m} > M_{t \max} = 28,19 \text{KN.m.}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc la section sera considérée comme une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \delta_{bc}} = \frac{28,19 \times 10^3}{65 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,063 ;$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 15} = 14,2 \text{Mpa};$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,71 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,395;$$

$$\mu = 0,063 < \mu_{lu} = 0,395 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimée}) \text{ donc : } (A' = 0) ;$$

$$\alpha_u = 0,081;$$

$$Z = 22 \text{ cm};$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z \cdot \delta_s} = \frac{28,19 \times 10^3}{22 \times 348} = 3,8 \text{cm}^2;$$

$$\text{On adopt: } \mathbf{A = 3HA14 = 4,6 \text{cm}^2}.$$

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,72 \text{cm}^2;$$

$$\text{Donc: } A_u = \max\{A_{\min}; A_{su}\} = 4,62 \text{cm}^2;$$

$$\mathbf{A_u = 4HA12 = 4,52 \text{cm}^2}.$$

➤ **Vérification à l'ELS:(BAEL91 V 2003)**

$$\mathbf{M_{t,s} = 20,43 \text{KN.m};}$$

La fissuration est considérée comme très préjudiciable ;

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

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0;$$

Et on à : $A'=0$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0;$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(4,62)y - 15(4,62)(22) = 0 ;$$

$$\sqrt{\Delta} = 450,55;$$

$$y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 5,86\text{cm} \Leftrightarrow y_1 = \mathbf{5,86\text{cm}};$$

-Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)^2] / A' = 0 ;$$

$$I = \mathbf{22412,60\text{cm}^4}.$$

- **Verification des contraintes:**

-**Contraintes maximales de compression de béton:** $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$ (A.4.5.2 du BAEL)

$$\overline{\delta_{bc}} = 0,6f_{c28} = \mathbf{15\text{Mpa}};$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c.M_{ser}}{I} = \frac{20,43 \times 5,86 \times 10^3}{22412,60} = \mathbf{5,34\text{Mpa}};$$

$$\delta_{bc} = 5,34\text{Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers :** $\delta_s \leq \overline{\delta_s}$ (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta_s} = \min\left[\frac{2}{3}F_e E ; \max\left[90\sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2}\right]\right] = \mathbf{348\text{Mpa}};$$

$$\delta_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = \mathbf{220,68\text{Mpa}};$$

$$\delta_s = 220,68\text{Mpa} < \overline{\delta_s} = 348\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Sur appui :**

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times \delta_{bc}} = \frac{17.4 \times 10^3}{10 \times (22)^2 \times 14.2} = 0,253;$$

$\mu = 0,253 < \mu_{lu} = 0,395 \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimée) donc : ($A' = 0$) ;

$$\alpha_u = 0,371;$$

$$Z = 18.73 \text{ cm} ;$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z \cdot \delta_s} = \frac{17.4 \times 10^3}{18.73 \times 348} = 2,66 \text{ cm}^2 ;$$

On adopt: **A = 2HA14 = 3,06 cm².**

- **Condition de non fragilité:** (BAEL91/révisé99/B.6.4)

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2 ;$$

Donc: $A_u = \max\{A_{min}; A_u\} = 3,06 \text{ cm}^2 ;$

$$\mathbf{A_u = 2HA14 = 3,06 \text{ cm}^2.}$$

➤ **Vérification à l'ELS:**(BAEL91 V 99)

$$M_{a,s} = 12,61 \text{ KN.m};$$

La fissuration est considérée comme très préjudiciable ;

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

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15 A y_{ser} - 15 A d = 0;$$

$$\frac{10}{2} y^2 + 15(3,08)y - 15(3,08)(22) = 0;$$

$$\sqrt{\Delta} = 149,87;$$

$$y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 10,36 \text{ cm} \Leftrightarrow \mathbf{y_1 = 10,36 \text{ cm};}$$

-Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)^2] / A' = 0;$$

$$I = 9966,05 \text{ cm}^4.$$

- **Verification des contraintes:**

-Contraintes maximales de compression de béton: $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$ (BAEL A.4.5.2)

$$\overline{\delta_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa};$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = \frac{10,36 \times 12,61 \times 10^3}{9966,05} = 13,1 \text{ Mpa};$$

$$\delta_{bc} = 13,1 \text{ Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers : $\delta_s \leq \overline{\delta_s}$ (BAEL A.4.5.3)**

$$\overline{\delta_s} = \min \left[\frac{2}{3} F_e E ; \max \left[90 \sqrt{n f_{tj}}, \frac{f_e}{2} \right] \right] = 348 \text{ Mpa};$$

$$\delta_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 220,92 \text{ Mpa};$$

$$\delta_s = 220,92 \text{ Mpa} < \overline{\delta_s} = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

III.5.4.3. Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (ELU) :

Suivant (BAEL91/révisé99/A.5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa};$$

$$V_u = 18,82 \text{ KN};$$

$$b = 10 \text{ cm};$$

$$d = 22 \text{ cm};$$

$$\tau_u = \frac{17,81 \times 10^3}{100 \times 220} = 0,85 \text{ Mpa};$$

$$\tau_u = 0,85 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

III.5.4.4. Vérification de la flèche :

Suivant (BAEL91/révisé99/ B.6.5.1), il n'est pas indispensable de procéder à la vérification de la flèche si tous les conditions suivantes sont vérifiés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{647} = 0,037 \leq 0,062 \dots\dots\dots CV; \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{24}{647} = 0,037 \leq 0,079 \dots\dots\dots CV; \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{4,52}{65 \times 22} = 0,003 < 0,010 \dots\dots\dots CV. \end{array} \right.$$

➤ **Diamètre des armatures d'âme:** (selon BAEL 91/ révisée 99/A.7.2.2)

$$\varphi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{35}; \phi_1\right\};$$

$$\varphi_t \leq \min\{0,68; 1; 1,4\} \Rightarrow \varphi_t \leq 0,68 \text{ cm};$$

On choisit : $\varphi_t = 7 \text{ mm}$.

➤ **Espacement des cours des cadres :** (RPA 99/A-7-2.2)

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

On choisit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.5.4.5. Schéma de ferrailage (plancher étage courant) :

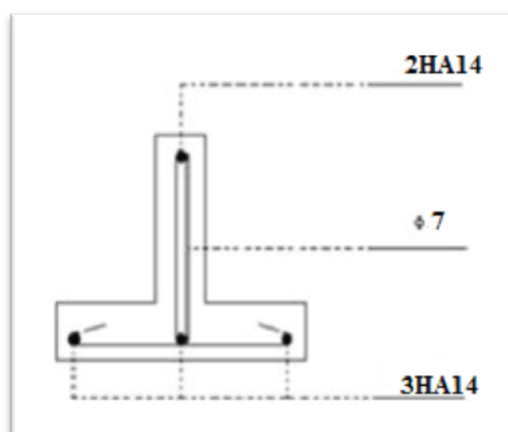


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de plancher étage.

III.5.5. Ferrailage de la dalle de compression :

Suivant (BAEL91/révisé99/ B.6.8.4.2.3), La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : Pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm : Pour les armatures parallèle aux nervures. La section des armatures perpendiculaires aux nervures (A_s):

$$\text{Si } L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{200}{f_e} [\text{cm}^2] \quad (f_e \text{ en Mpa});$$

$$\text{Si } 50\text{cm} < L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{41}{f_e} [\text{cm}^2];$$

L: Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à ($A_s/2$).

Dans notre cas : $f_e = 400\text{Mpa}$; $L = 60\text{cm}$.

Pour la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A_s):

$$\text{Si } 50\text{cm} < L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_s' \geq \frac{A_s}{2} = 0.33 \text{ cm}^2.$$

▪ Diamètre minimal :

Quand dans (BAEL91/révisé99/A.7.2,1) Le diamètre des barres dans la table doit être :

$$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0.4 \text{ cm}.$$

On prend un diametre $\emptyset = 6\text{cm}$ pour les deux sens.

Selon (NF A 35-024 / NF A 35-080-2) On prend un treillis soudé PAFV de surface :

$$A_s = 0,99\text{cm}^2 \quad / \text{ Avec un espacement } S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}.$$

III.5.5.1. Schéma de ferrailage (dalle de compression) :

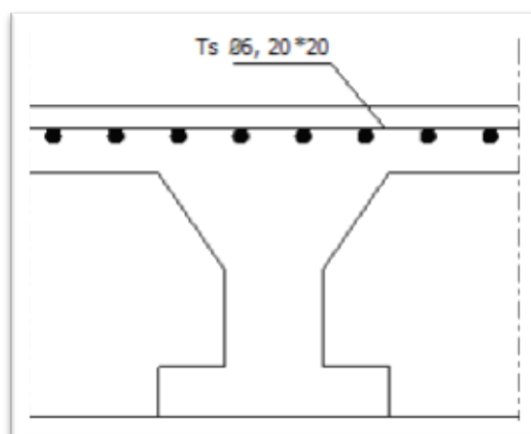


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de dalle de compression.

III.6. Conclusion :

Après les calculs et les vérifications nécessaires des différents types des éléments secondaires, on résume les résultats dans les tableaux récapitulatifs suivants :

Elément	Ferrailage	
	Travée	Appuis
Acrotère	4HA8	
Escalier (étage)	6HA14	3HA12
Escalier (s-sol)	3HA14	4HA12
Poutre palière	3HA14	3HA12
Ascenseur	5HA10	5HA10
Plancher (terrasse)	4HA12	2HA12
Plancher (étage)	4HA12	2HA14
Dalle de compression	0,96	

Tableau III.17 : Tableau récapitulatif des éléments secondaires.

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoqué par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoquée par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

C'est pour cela que l'application du règlement parasismique algérien actuel - RPA99 version 2003 - qui concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations et de dimensionnement les éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3. Méthodes de calcul :

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

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

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

IV.3.1.1 Principe :

Cette méthode propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

IV.3.1.2. Condition d'application :

Notre bâtiment présent une irrégularité en plan, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement 30 m, donc selon **RPA 99 (RPA 99 Art 4.1.2 P36)** on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

IV.3.1.3. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA 99 Art 4.2.3 frml (4-1) P37})$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- **Q** : Facteur de qualité ;
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure ;
- **W** : Poids total de la structure.

IV.3.1.3.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

❖ Coefficient d'accélération A :

Selon (**RPA 99 / Version 2003**) :

- D'après la classification sismique de wilaya SETIF : **Zone (IIb)** ;
- Bâtiment à usage d'habitation collective sa hauteur totale **21,77m: Groupe d'usage 2.**

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau IV.1: Coefficients d'accélération de zone.

Dans notre cas on a :

$$A = 0.20 \text{ (Tableau 4.1 de RPA 99 /version 2003)}$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par le (Tableau 4.3) de (RPA 99 / version 2003) en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'Article (3.4) du (RPA 99 / version 2003). La structure étudiée est constituée de portique et de voile, le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :

$$R=3,5$$

❖ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 42)})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critère q	P _q	
	Observé	N/observé
1-Condition min sur les files de contreventement.		0,05
2-Redondance en plan.	0	
3-Régularité en plan.		0,05
4- Régularité en élévation.		0,05
5-Contrôle de qualité.		0,05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	

TableauIV.2: Coefficients de pénalité.

Donc : $Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 = 1,2.$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Le facteur d'amplification dynamique est en Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

coefficient d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7 du **RPA99/ version 2003**), (site ferme S2) : T₂ = 0.40 sec et T₁ = 0,15 sec

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

➤ **Facteur de correction d'amortissement « η »:**

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 Article (4.3).}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type déstructure et de l'importance des remplissages (**Tableau 4.2 de RPA 99 / version 2003**).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.3: Valeurs de ξ (%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 \geq 0,7 \text{ Avec } \xi = 7 \text{ \%}.$$

- **Estimation de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6 et 4-7 du RPA99) :

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

- h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $h_N = 21,77\text{m}$.
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage
Portiques contreventés par des voiles avec remplissage en maçonnerie et donnée par le
(RPA 99 / version 2003 (Tableau 4.6).

Dans notre structure : $C_T = 0,05$

$$1. T = \min \left\{ C_T (h_N)^{0,75}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\};$$

$$2. T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}.$$

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

- **Le sens X :**

$$L_x = 29,23\text{m};$$

$$\text{Alors : } T_x = \min(0,50; 0; 0,36) \Leftrightarrow T_x = 0,36\text{s};$$

$$T_2 = 0,40\text{s}; \eta = 0,88; T_x = 0,36\text{s};$$

Donc :

$$D_x = 2,5\eta = 2,2.$$

- **Le sens Y :**

$$L_y = 25\text{m};$$

$$\text{Alors : } T_y = \min(0,50; 0,07) \Leftrightarrow T_y = 0,07\text{s};$$

$$T_2 = 0,40\text{s}; \eta = 0,88; T_y = 0,07\text{s};$$

$$D_y = 2,5\eta = 2,2.$$

➤ **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum_1^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \beta \sum_i^n W_{Qi} \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec : W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes ;

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **Tableau (4.5) du RPA**.

D'après RPA99 : $\beta = 0,6$.

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales due aux charges permanentes ;

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales due aux charges d'exploitation.

Donc pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + 0,6W_{Qi}$$

A partir du logiciel **ROBOT** le poids total de la structure est : $W_t = 9612,43\text{KN}$.

$$\text{Donc : } V = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,2}{3,5} 9612,43 \Leftrightarrow V = 1450,10\text{KN}.$$

IV.3.4. Nombre des modes à considérer :

D'après le **(RPA99/V2003 Art 4.3.4-a P49)** : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

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

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$$(K = 3(N)^{\frac{1}{2}} \text{ et } T_k < 0,20 \quad (\text{RPA 99 Art 4.3.3-b frml (4-14) P50})$$

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

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA 99 Art 4.3 P47)

IV.3.2.1 Principe :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.2 Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux) ;

Dans notre cas, on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul « **Autodesk Robot structural Analyse Professional 2020** ».

IV.3.2.3. Présentation du logiciel :

Le 'Robot Structures Analyse' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

Robot structures analyse offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire.

➤ Pourquoi le robot structure analyse ?

Nous avons fait appeler au logiciel (robot structures analyse) pour déterminer :

- Les périodes propres ;
- Les coefficients de participation modale ;
- Les déplacements des planchers ;
- Les forces sismiques.

Ce système, qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphes bien détaillés.

IV.3.2.4. Étapes de modélisation :

Le mode opératoire du Robot peut se diviser en quatre étapes :

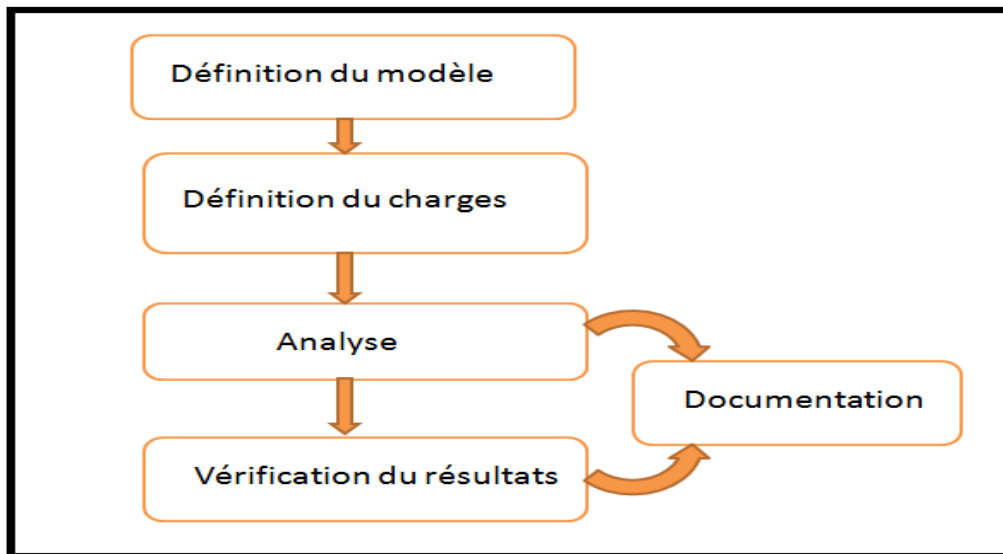


Figure IV.1: Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional.

➤ **Définition du modèle de la structure :**

- choix de type de la structure : Pour notre cas, on étudiera une structure en coque ;
- Configuration de préférence de l'affaire pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire ;
- Lignes de construction ;
- Définir les sections transversales ;
- Affectation des sections transversales ;
- Création des éléments plaques et coques ;
- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base ;
- Définition des étages.

➤ **Définition des Charges de la structure :**

- Définition des cas de charges ;
- Définition des valeurs de charges.

➤ **Définition des options de calcul :**

Durant cette étape on choisit les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du (*RPA 99 version 2003*) pour l'analyse sismique.

Ensuite, on introduit les combinaisons de charges en fonction du type de structure, et pour terminer le logiciel propose un module de vérification du modèle de points de vue de la méthode des éléments finis qui sert à détecter les erreurs éventuelles de modélisation.

➤ **Exploitation des résultats :**

Cette dernière partie concerne le traitement des résultats fournis par le logiciel.

IV.3.2.5. Modélisation :

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99/version 2003, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

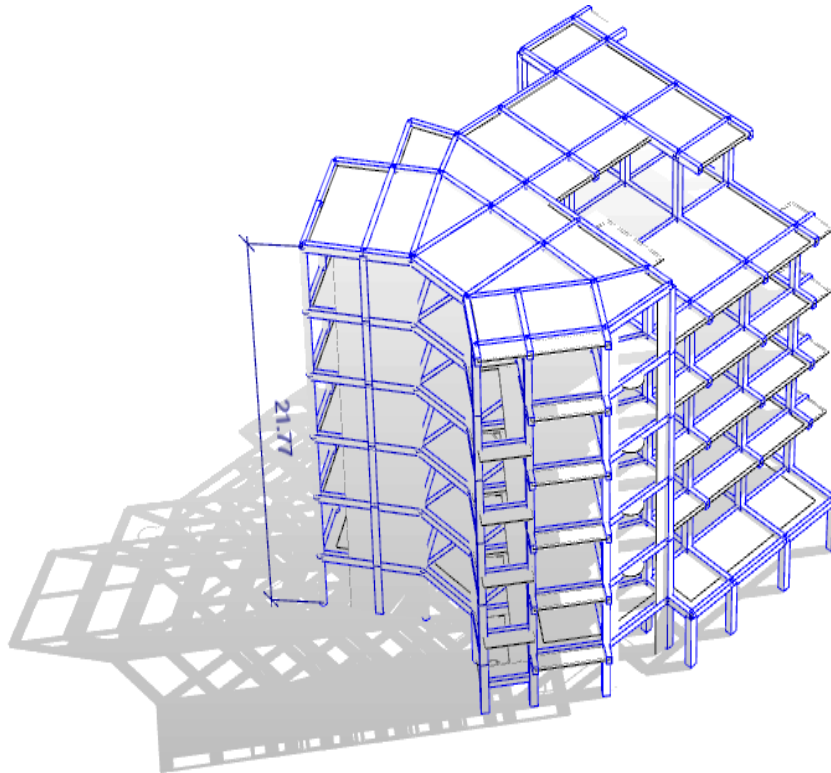


Figure IV.2: Modélisation de la structure par l'interface de Robot Structural Analyse Professional.

IV.3.2.6. Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

S_a /g : Accélération spectrale ;

T : Période fondamentale de la structure ;

g : Accélération de la pesanteur ;

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) ;

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 \geq 0,7$$

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

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

Q : facteur de qualité.

Dans notre cas, les valeurs utilisées sont les suivantes :

$$A = 0,15 \quad \xi = 7\% \text{ ce qui donne } \eta = 0,882, \quad R = 3,5.$$

IV.4. Analyse statique et dynamique :

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

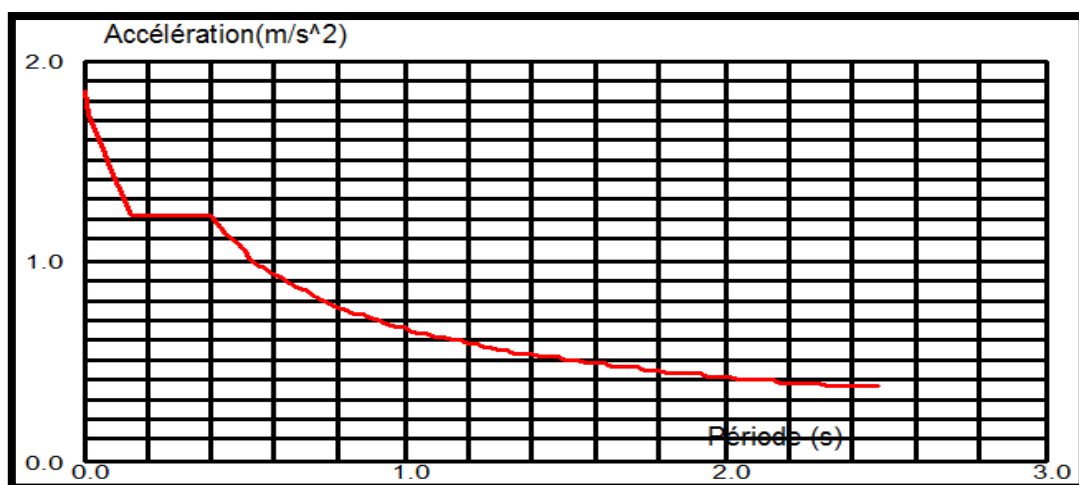


Figure IV. 3:Diagramme de spectre de réponse.

IV.4.1. Combinaisons des actions :

Selon le **BAEL91 révisée 99** :

- $ELU = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$;
- $ELS = G + Q$.

Selon le **RPA 99 / version 2003** :

- $ACC = G + Q \pm 1,2 \times E$;
- $ACC = G + Q \pm E$;
- $ACC = 0,8 \times G \pm E$.

IV.4.2. Poids totale de la structure :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après (**RPA99/V2003, Tab 4.5P44**)

$$W = \sum_1^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \beta \sum_i^n W_{Qi} \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec : W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes ;

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **Tableau (4.5) du RPA**.

D'après (**RPA99**): ($\beta = 0,6$).

Niveau	W étage(Kg)
S-sol	933569,38
RDC	961243,51
Plancher1	961243,51
Plancher2	961243,51
Plancher3	971538,78
Plancher4	777777,47

TableauIV.4:Les poids de chaque niveau.

IV.4.3. Analyse de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate. La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).et présente une architecture (vue en plan) déférente d'un

niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable. La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

IV.4.4. La disposition des voiles :

L'étude sismique de la structure est passée par différentes variantes afin de trouver la meilleure disposition des voiles, ces variantes sont les suivantes :

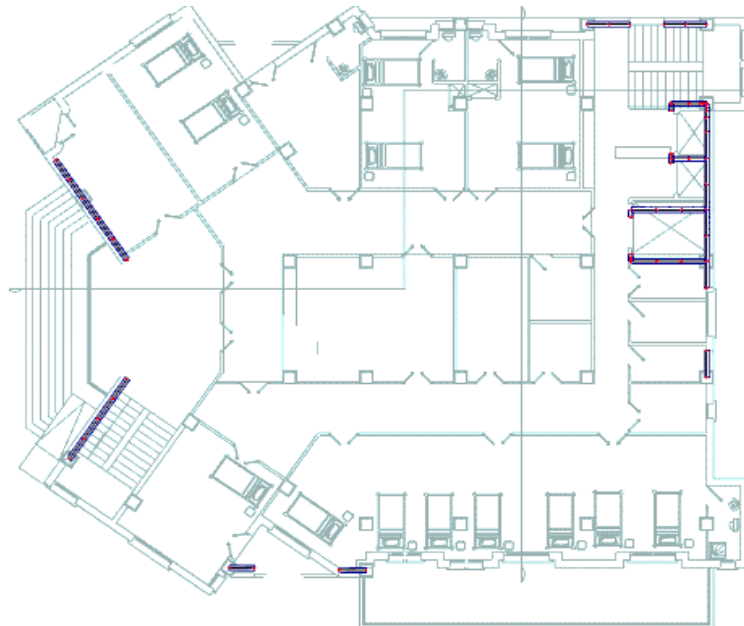


Figure IV.4: Position des voiles.

IV.4.5. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

➤ Centre de masse :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme) La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur). Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_m = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_m = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ;

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ **Centre de torsion :**

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

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} \quad \text{et} \quad Y_t = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion ;

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion ;

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox) ;

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy) ;

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément ;

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

• **Pour les poteaux :**

$$I_{xi} = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a \times b^3}{12}$$

• **Pour les voiles :**

Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b' \times L^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{L \times b^3}{12}$$

Si $\alpha = 0$: En prend les formules précédentes.

α : L'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de structure.

Si $\alpha \neq 0$:

$$\left[\begin{array}{l} \bullet \quad I_{xi} = I_x \times (\sin \alpha)^2 + I_y \times (\cos \alpha)^2 \\ \bullet \quad I_{yi} = I_y \times (\sin \alpha)^2 + I_x \times (\cos \alpha)^2 \end{array} \right]$$

D'après l'application de la formule(A) les résultats du centre de torsion et centre de masse sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$X_m(m)$	$Y_m(m)$	$X_t(m)$	$Y_t(m)$
S-sol	12,88	11,37	6,26	9,58
RDC	13,13	10,63	6,22	9,49
1 ^{er} étage	13,13	10,63	6,22	9,49
2 ^{er} étage	13,13	10,63	6,22	9,49
3 ^{er} étage	13,02	10,61	6,22	9,49
4 ^{er} étage	14,03	9,81	6,21	9,36

TableauIV.5: Les centres de masse et de torsion de chaque niveau.

➤ **Evaluation des excentricités :**

Selon les (RPA99/Version 2003 Art 4.3.7P51) on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricité théorique ;
- Excentricité accidentelle.

a. Excentricités théorique :

$$e_{xt} = |X_m - X_t| \quad e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse ;

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$e_{xt}(m)$	$e_{yt}(m)$
Plancher s-sol	6,61	1,79
Plancher RDC	6,91	1,14
Plancher 1	6,91	1,14
Plancher 2	6,91	1,14
Plancher 3	6,8	1,12
Plancher 4	7,82	0,46

TableauIV.6: Valeur des excentricités théorique de chaque niveau.

b. Excentricités accidentelles :

$$\left[\begin{array}{l} \bullet \ e_{xa} = \max (5\% \times L_{x_{\max}}; e_{xt}) \\ \bullet \ e_{ya} = \max (5\% \times L_{y_{\max}}; e_{yt}) \end{array} \right]$$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$e_{xa}(m)$	$e_{ya}(m)$
Plancher s-sol	6,61	1,79
Plancher RDC	6,91	1,25
Plancher 1	6,91	1,25
Plancher 2	6,91	1,25
Plancher 3	6,8	1,25
Plancher 4	7,82	1,25

TableauIV.7: Valeur des excentricités accidentelles de chaque niveau.

IV.5.Résultats de calcul (ROBOT) :**IV.5.1.Périodes et facteurs de participation modale :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Cumulées UX [%]	Masse Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	1,56	0,64	64,94	2,44	Translation	64,94	2,44
5/ 2	1,65	0,61	69,08	44,89	Translation	4,13	42,44
5/ 3	3,03	0,33	69,09	70,47	Torsion	0,02	25,58
5/ 4	5,59	0,18	80,21	74,05	/	11,12	3,58
5/ 5	6,01	0,17	85,76	83,28	/	5,55	9,23
5/ 6	7,5	0,13	86,1	84,77	/	0,34	1,48
5/ 7	9,14	0,11	86,46	89,8	/	0,36	5,03
5/ 8	9,47	0,11	88,88	89,99	/	2,42	0,19
5/ 9	10,81	0,09	90,63	91,08	/	1,75	1,09
5/ 10	11,56	0,09	91,77	92,05	/	1,14	0,98
5/ 11	12,29	0,08	92,08	92,34	/	0,31	0,29
5/ 12	13,17	0,08	92,64	93,41	/	0,55	1,07
5/ 13	13,37	0,07	93,38	93,5	/	0,74	0,09
5/ 14	14,22	0,07	93,62	94,41	/	0,24	0,91
5/ 15	14,56	0,07	94,05	96,08	/	0,43	1,67
5/ 16	15,04	0,07	94,21	96,09	/	0,16	0,02

5/ 17	15,45	0,06	94,34	96,29	/	0,14	0,2
5/ 18	15,93	0,06	95,11	96,47	/	0,77	0,17
5/ 19	16,25	0,06	95,41	96,49	/	0,3	0,02
5/ 20	17,06	0,06	95,41	96,51	/	0	0,02
5/ 21	17,53	0,06	95,46	96,51	/	0,05	0
5/ 22	17,71	0,06	96,62	96,56	/	1,16	0,06
5/ 23	17,78	0,06	96,64	96,62	/	0,02	0,06
5/ 24	18,03	0,06	96,68	96,71	/	0,04	0,09
5/ 25	18,73	0,05	96,75	96,8	/	0,07	0,09
5/ 26	18,9	0,05	96,89	96,81	/	0,15	0,01
5/ 27	19,34	0,05	96,9	96,98	/	0,01	0,17
5/ 28	19,43	0,05	96,93	97	/	0,03	0,02
5/ 29	19,55	0,05	97,02	97	/	0,1	0
5/ 30	20,62	0,05	97,02	97	/	0	0
5/ 31	20,97	0,05	97,02	97,09	/	0	0,09
5/ 32	21,86	0,05	97,09	97,11	/	0,06	0,02
5/ 33	22,03	0,05	97,09	97,13	/	0	0,02
5/ 34	22,38	0,04	97,13	97,13	/	0,04	0
5/ 35	22,95	0,04	97,28	97,16	/	0,15	0,03
5/ 36	23	0,04	97,33	97,18	/	0,05	0,02
5/37	23,53	0,04	97,33	97,28	/	0,00	0,10

Tableau IV.8: Périodes et facteurs de participation nodale.

$$K = 3(5)^{\frac{1}{2}} \Leftrightarrow K = 6,71 = 7 \text{ modes et } T_K = 0,07 < 0,20 \dots \dots \text{CV.}$$

IV.5.2. Formes modales de la structure non rigidifiée latéralement :

Mode (1) : T= 0,64s

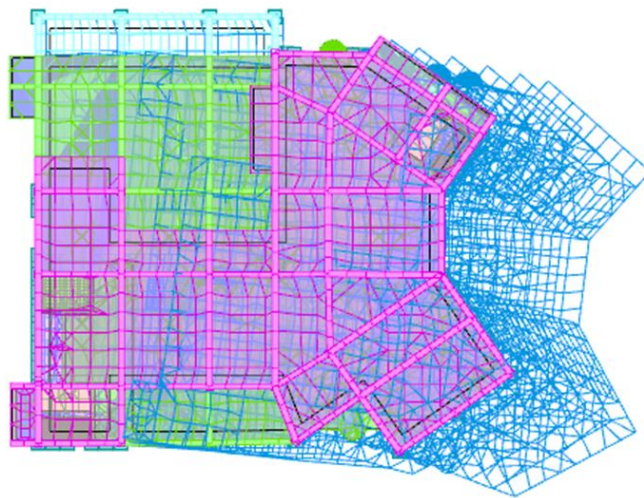


Figure IV.5: Mode 1(3D).

Mode (2) : T=0,61s



Figure IV.6:Mode 2(3D).

Mode (3) : T= 0,33

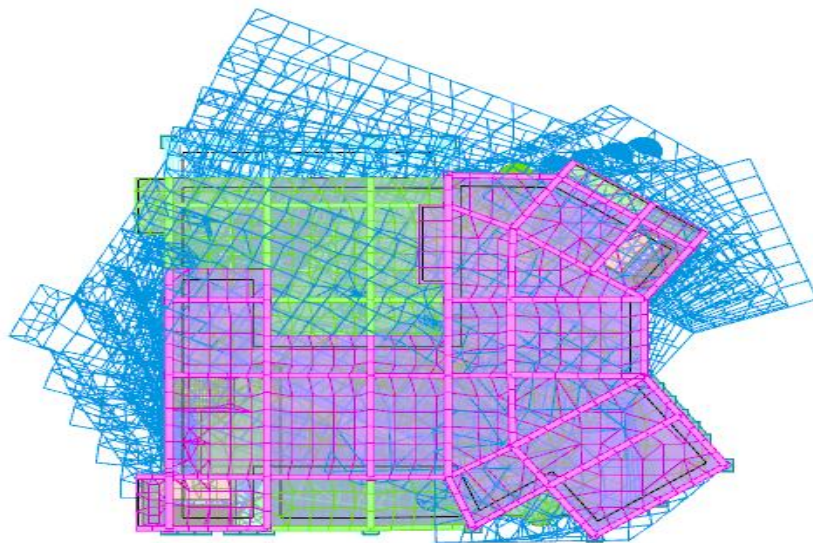


Figure IV.7:Mode 3 (3D).

IV.6.Distribution verticale de la force sismique :(RPA99/V2003 Art 4.2.5 P46)

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \Sigma F_i$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_t = 0,07V \cdot T \text{ si } T > 0,7s; \\ F_t = 0 \quad \text{si } T < 0,7s. \end{array} \right.$$

On a: $T \leq 0,7s \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(v - F_t) w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \quad (\text{RPA 99/V2003 Art4.2 frml (4-11) P46})$$

F_i : Force horizontale au niveau j ;

h_i : Niveau de plancher ;

F_t : Force concentrée au sommet de la structure ;

w_i : Poids de l'étage.

Niveau	h(m)	W(KN)	W.h	F(KN)
S-sol	3,06	9335,69	28567,21	265,80
RDC	6,8	9612,43	65364,52	608,17
Plancher 1	10,54	9612,43	101315,01	942,67
Plancher 2	14,28	9612,43	137265,50	1277,17
Plancher 3	18,02	9715,38	175071,14	6298,22
Plancher 4	21,77	7777,77	169322,05	1575,44
Σ		55666,16	676905,43	10967,47

TableauIV.9 : Les valeurs des efforts F.

IV.7.Vérification des méthodes :

IV.7.1. Vérification de période :

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%.

Selon (**RPA 99 Art 4.2.4.4 P46**) :

- La période donnée par **ROBOT** est : $T_{\text{ROBOT}} = 0,64s$;
- La période de la méthode statique équivalente est : $T_{\text{MSE}} = 0,50s. = 0,50s.$

$$1,3 \times 0,50 = 0,65s$$

$$T_{\text{ROBOT}} = 0,64 < 0,65s \dots \dots \dots CV.$$

IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0,8 V$. Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport $0,8 \times \frac{V}{V_t}$ (RPA 99/V2003 Art 4.3.6 P50).

- l'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente est : $V = 1450,1 \text{ KN}$.
- L'effort tranchant obtenu par ROBOT est :
- $V_{tx} = 5651,52 \text{ KN} > 0,8V = 1450,1 \dots \dots \dots \text{ CV}$.
- $V_{ty} = 734,71 \text{ KN} > 0,8V = 1450,1 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}$.

Etage	Effort tranchants sismique des étages					
	Sens longitudinal F_x (KN)	Sens transversal F_y (KN)	F_x sur les poteaux (KN)	F_x sur les voiles (KN)	F_y sur les poteaux (KN)	F_y sur les voiles (KN)
S-sol	5651,52	734,71	1524,16	4127,36	203,8	530,90
RDC	5426,92	673,42	1151,60	4275,32	143,44	529,97
Etage 1	4904,44	547,42	1314,79	3589,65	148,93	398,67
Etage 2	4121,68	449,43	1363,68	2765	175,26	292,17
Etage 3	3092,83	419,20	1263,19	1829,64	160,70	258,51
Etage 4	1626,09	311,15	1046,15	579,93	137,52	173,63

Tableau IV.10: Effort tranchant dans chaque étage (voiles Poteaux).

IV.7.3. Justification de l'interaction portique-voiles : (RPA99/2003 Art 3.4 P50).

Pour la justification de l'interaction portique-voiles, on doit vérifier que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les sollicitations verticales totales de la structure : $55666,16 \text{ KN}$;
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles :

Donc :

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

IV.8. Calcul des déplacements :

Les déplacements horizontaux maximums sont dus aux effets des efforts horizontaux aux niveaux des planchers.

- **Vérification des déplacements :**

Selon (RPA 99/2003 l'article 4.43 P51) le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec: δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i obtenu par Robot Structural Analyses Professional 2020 ;

R : Coefficient de comportement de la structure (R=3,5).

♦ **Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) :** est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} ;$$

$$\delta_{ek} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2} .$$

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

S-sol : $11\% \times h = 0,01 \times 3740 = 37,4\text{mm}$.

Niveau	$h_k(\text{mm})$	$\delta_{ek}(\text{mm})$		$\delta_K = R \times \delta_{eK}$ (mm)		Vérification (Δ_k)	
		Sens x	Sens-y	Sens x	Sens-y	Sens-x	Sens-y
Plancher 4	3740	8,4	4	29,4	14	4,9<37,4	2,8<37,4
Plancher 3	3740	7	3,2	24,5	11,2	5,95<37,4	2,8<37,4
Plancher 2	3740	5,3	2,4	18,55	8,4	6,3<37,4	2,8<37,4
Plancher 1	3740	3,5	1,6	12,25	5,6	5,95<37,4	2,45<37,4
RDC	3740	1,8	0,9	6,3	3,15	4,55<37,4	2,1<37,4
S-sol	3060	0,5	0,3	1,75	1,05	1,75<30,6	1,05<30,6

Tableau IV.11 : Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans les deux sens.

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens. Donc les déplacements sont vérifiés.

IV.9. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P.Δ : (RPA 99/V2003 Art 5.9 P55)

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges exploitations associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi}) ;$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k "

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i ;$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 ;

h_k : Hauteur de l'étage k ;

K_f : Coefficient d'amplification des efforts de l'action sismique (M, N) calculé au moyen d'une analyse élastique de 1^{er} ordre.

Etage	P_k (KN)	$V_k(x)$ (KN)	$V_k(y)$ (KN)	$\Delta_k(x)$ (mm)	$\Delta_k(y)$ (mm)	h_k (mm)	θ_x	θ_y
Etage 4	9335,69	5651,52	734,71	4,9	2,8	3740	0,002	0,009
Etage 3	18948,12	5426,92	673,42	5,95	2,8	3740	0,005	0,021
Etage 2	28560,55	4904,44	547,42	6,3	2,8	3740	0,009	0,04
Etage 1	38172,98	4121,68	449,43	5,95	2,45	3740	0,016	0,055
RDC	40888,36	3092,83	419,20	4,55	2,1	3740	0,016	0,05
S-sol	55666,13	1626,09	311,15	1,75	1,05	3060	0,019	0,061

Tableau IV.12 : L'effet (P- Δ) de second ordre dans chaque étage.

Donc : $\theta < 0.10$ dans tous les niveaux, donc l'effet P- Δ est négligé. ($K_f=1$) conformément à : (RPA 99/ V2003 art 5.9 P55)

IV.10. Stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

➤ **Moment résistant :**

$$M_s = w \cdot \frac{L}{2}$$

Sens x-x:

$$M_{Sx} = w \cdot \frac{L_x}{2} = 9612,43 \frac{29,23}{2} = 140485,66 \text{KN.m};$$

Sens Y-Y:

$$M_{Sy} = w \cdot \frac{L_y}{2} = 9612,43 \frac{25}{2} = 120155,37 \text{KN.m}.$$

➤ **Moment de renversement :**

$$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot h_i$$

Niveau	h_i (m)	F_{ix} (KN)	$F_{i,y}$ (KN)	M_{renvx} (KN.m)	M_{renvy} (KN.m)
1	3,74	5651,52	734,71	5651,52	2747,81
2	3,74	5426,92	673,42	20296,68	2518,59
3	3,74	4904,44	547,42	18342,60	2048,13
4	3,74	4121,68	449,43	15415,08	1680,86
5	3,74	3092,83	419,20	11567,18	1576,08
6	3,06	1626,09	311,15	4975,83	3200,33
Total $M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot h_i$				25948,2	13762,8

Tableau IV.13 : Moment de renversement dans chaque étage (x-x) (y-y).

Sens x-x:

$$\frac{M_r}{M_s} = \frac{140485,66}{25948,2} = 5,41 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Sens y-y:

$$\frac{M_r}{M_s} = \frac{120155,37}{13762,8} = 8,73 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

⇒ La stabilité de la structure au renversement est vérifiée.

IV.11.Conclusion :

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux– sens :
Donc les déplacements sont vérifiés Les effets de second ordre (effet P- Δ) peuvent être par conséquent négligés– conformément à **RPA 99** La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens.

CHAPITRE V

FERAILLAGES DES ELEMENTS PORTEURS

V.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot.

- ◆ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée ;
- ◆ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple ;
- ◆ Les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

V.2. Étude des Poutres :

V.2.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les planchers aux poteaux. Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ◆ Moment fléchissant ;
- ◆ Effort tranchant ;
- ◆ Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

V.2.2. Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir :

- ◆ Les combinaisons fondamentales Selon **BAEL 91 révisée 99** :

✓ **E.L.U** :

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

✓ **E.L.S** :

$G + Q$.

- ◆ Les combinaisons accidentelles selon **RPA 99/version 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.A :} \\ G + Q \pm E ; \\ 0,8 G \pm E. \end{array} \right.$$

Pour les combinaisons fondamentales, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison E.L.S.

V.2.3. Etapes à suivre :

a- Armatures longitudinales :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (7.5.2.1)** :

a. Le pourcentage total minimum sera de : $A_s \geq A_{\min} = 0,5\%b \cdot h$;

b. Le pourcentage total maximum : $A_s \geq A_{\max} = 4\%b \cdot h$en zone courante ;

$A_s \geq A_{\max} = 6\%b \cdot h$en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimal est limité par:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{En zone courante ;} \\ 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{En zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

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

d. La longueur minimale de recouvrement : $L_{\text{recouv}} = 40\phi_L$;

D'après le **BAEL 91 révisée 99 Article (B.7.4)** :

e. La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot b \times d \dots\dots\dots \text{pour les armatures tendues}$$

b- armatures transversales :

D'après le **RPA 99 Article (7.5.2.2)**

- Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante : $A_{t,\min} = 0,003.S.b$

Avec :

b : Largeur de la section ;

S : L'espacement des armatures transversales.

- Espacement des armatures transversales (les cadres) :

- Zone nodale et en travée :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\text{cm}\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.4. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_{bu}(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$	$\delta_s(\text{Mpa})$	$f_{t28}(\text{Mpa})$
Durable	1,5	1,15	25	14,2	400	348	2,1
Accidentelle	1,15	1	25	18,5	400	400	2,1

Tableau V.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

V.2.5.Exemple d'étude de la poutre principale :

V.2.5.1.Ferraillage des poutres : (flexion simple)

On distingue deux types de poutres :

- Poutre principale => $(35 \times 45)\text{cm}^2$;
- Poutre principale => $(35 \times 50)\text{cm}^2$;
- Poutre secondaires=> $(35 \times 40)\text{cm}^2$.

V.2.5.2.Calcul réglementaire et vérifications :

A l'aide du fichier des résultats donné par logiciel « **Autodesk Robot Structural Analyse 2019** », on obtient les résultats suivants :

V.2.5.2.1. Les sollicitations :

❖ Terrasse :

Combinaison	Les sollicitations	Poutre principale (35*45)		Poutre principale (35*50)		Poutre secondaire (30*40)	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
ELU	M_{\max} [KN.m]	-156,32	97,03	187,71	133,1	-31,61	23,56
	N_{cor} [KN.m]	0	0				
ELS	M_{\max} [KN]	-111,07	68,99	-133,1	94,51	-22,4	16,53
	N_{cor} [KN.m]	0	0				
Accidental	M_{\max} [KN.m]	-127,36	75,58	177,23	98,12	-64,82	32,05
	N_{cor} [KN.m]	0	0	0	0		
Effort tranchant T [KN]				100,98		108,1	

Tableau V.2 : Sollicitations des poutres de la terrasse.

V.2.5.2.2. Exemple du calcul poutre principale:

• Armatures longitudinales :

Suivant le RPA :

- Poutre principale (35 × 45)cm² : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 45 = 7,87\text{cm}^2$;
- Poutre principale (35 × 50)cm² : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 50 = 8,75\text{cm}^2$;
- Poutre secondaire (35 × 50)cm² : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5\text{cm}^2$.

Suivant le BAEL :

- Poutre principale (35*45) : $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 35 \times 42,5 = 1,79\text{cm}^2$;
- Poutre principale (35*50) : $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 35 \times 47,5 = 2,007\text{cm}^2$;
- Poutre secondaire (30*40) : $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 37,5 = 1,35\text{cm}^2$.

V.2.5.2.3. Poutre principale (35*45)cm² :

a) En travée :

*ELU :

$$M_{u,t} = 97,03 \text{KN. m};$$

➤ Calcul des moments réduits :

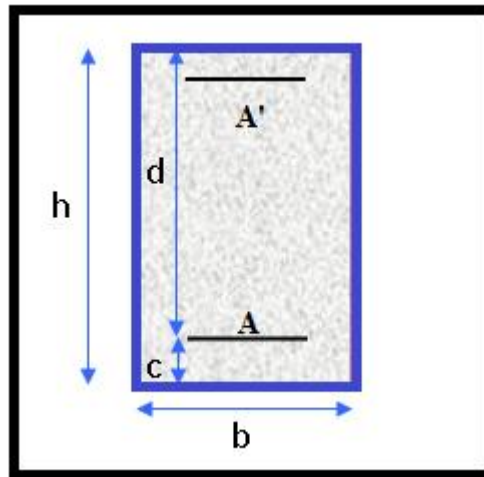


Figure V.1: section de poutre.

$$\mu = \frac{M_{u,t}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{97,03 \cdot 10^3}{14,2 \times 35 (42,5)^2} = 0,106 ;$$

$$\mu = 0,106 < \mu_{AB} = 0,395 \Rightarrow \text{Pivot A};$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} ;$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,140;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,943;$$

➤ Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_{u,t} = \frac{M_{u,t}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{97,03 \times 10^3}{348 \times 0,943 \times 42,5} = 7,87 \text{ cm}^2;$$

$$\text{On a: } A_{u,t} = 7,87 \text{ cm}^2 ;$$

*ELA:

$$M_{ac,t} = 75,58 \text{KN. m};$$

$$\mu = \frac{M_{u,t}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{75,58 \cdot 10^3}{14,2 \times 35 (42,5)^2} = 0,077 ;$$

$$\mu = 0,077 < \mu_{AB} = 0,395 \Rightarrow \text{Pivot A};$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,100;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,959;$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_{ac,t} = \frac{M_{u,t}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{75,58 \times 10^3}{400 \times 0,959 \times 42,5} = 5,3 \text{ cm}^2;$$

$$\text{On a: } A_{ac,t} = 5,3 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_t = \max(A_{ac}, A_{u,t}, A_{\min}) = 7,87 \text{ cm}^2;$$

$$\text{On adpote: } A = 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2.$$

Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable, (A.4.5.31 du BAEL91 V 99).

$$M_{s,t} = 68,99 \text{ KN.m};$$

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser}(A'_c + Ad) = 0 \text{ Et on a } A' = 0 ;$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A)y_{ser} - 15(Ad) = 17,5y_{ser}^2 + 15(8,04)y_{ser} - 15(8,04 \times 42,5) = 0;$$

$$\sqrt{\Delta} = 611;$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 14,01 \text{ cm};$$

$$y_{ser} = 14,01 \text{ cm}.$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A(d - y_2)^2 + A'(y_2 - d)^2] / A';$$

$$I = 229970,6 \text{ cm}^4.$$

- **Vérification des contraintes:**

- **Contraintes maximales de compression de béton:** $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$ (A.4.5.2 du BAEL)

Avec : σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ;

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé. ($\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28}$)

$$\overline{\delta_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa};$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c M_{ser}}{I} = \frac{14,01 \times 68,79 \times 10^3}{229970,6} = 6,391 \text{ Mpa};$$

Donc : $\delta_{bc} = 6,39 \text{ Mpa} \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

- **Contraint maximale de traction des aciers :** $\delta_s \leq \overline{\delta_s}$ (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta_s} = \min\left[\frac{2}{3}F_e E, \max\left[110\sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2}\right]\right] = 201,63 \text{ Mpa};$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) = 128,2 \text{ Mpa};$$

$\delta_s = 128,2 \text{ Mpa} < \overline{\delta_s} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

b) Sur appui :

$$M_{u,a} = 156,32 \text{ KN.m};$$

➤ **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_{u,t}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{156,32 \cdot 10^3}{14,2 \times 35(42,5)^2} = 0,163;$$

$$\mu = 0,163 < \mu_{AB} = 0,395 \Rightarrow \text{Pivot A};$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa};$$

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,223;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,910;$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_{u,a} = \frac{M_{u,a}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{156,32 \times 10^3}{348 \times 0,910 \times 42,5} = 11,7 \text{ cm}^2;$$

On a: $A_{u,a} = 11,7 \text{ cm}^2$;

*ELA:

$M_{ac,a} = 197,23 \text{ KN.m}$;

$$\mu = \frac{M_{ac,a}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{197,23 \cdot 10^3}{14,2 \times 35 (42,5)^2} = 0,112;$$

$\mu = 0,112 < \mu_{AB} = 0,395 \Rightarrow$ Pivot A;

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$\alpha = 0,149$;

$\beta = 0,940$;

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_{ac,a} = \frac{M_{ac,u}}{\delta_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{197,23 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,940 \cdot 42,5} = 9,3 \text{ cm}^2;$$

$A = \max(A_{ac}, A_u, A_{\min}) = 11,7 \text{ cm}^2$;

On adpote $A = 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable, (A.4.5.31 du BAEL91 V 99).

$M_{s,a} = 111,07 \text{ KN.m}$;

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

$$\frac{b}{2} y_{\text{ser}}^2 + 15(A' + A)y_{\text{ser}} - 15(A'_c + Ad) = 0 \text{ Et on a : } A' = 0 ;$$

$$\frac{b}{2} y_{\text{ser}}^2 + 15(A)y_{\text{ser}} - 15(Ad) = 17,5 y_{\text{ser}}^2 + 15(12,06) - 15(12,06 \times 42,5) = 0;$$

$$\sqrt{\Delta} = 745,32;$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 16,41 \text{ cm};$$

$$y_{ser} = 16,41 \text{ cm.}$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A(d - y_2)^2 + A'((y_2 - d)^2)] \text{ Et on a : } A'=0 ;$$

$$I = 27461,67 \text{ cm}^4.$$

• **Vérification des contraintes:**

- **Contraintes maximales de compression de béton:** $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$ (A.4.5.2 du BAEL)
Avec : σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ;

$$\overline{\sigma_{bc}} : \text{Contrainte limite dans le béton comprimé. (} \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} \text{)}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa};$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_s}{I} = 8,93 \text{ Mpa};$$

$$\text{Donc : } \delta_{bc} = 9,63 \text{ Mpa} \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers :** $\delta_s \leq \overline{\delta_s}$ (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta_s} = \min \left[\frac{2}{3} F_e E, \max \left[110 \sqrt{n f_{tj}}, \frac{f_e}{2} \right] \right] = 201,63 \text{ Mpa} ;$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) = 158,24 \text{ Mpa} ;$$

$$\delta_s = 158,24 \text{ Mpa} < \overline{\delta_s} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u \max} = 193,05 \text{ KN} ;$$

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 42,5 = 38,25 \text{ cm};$$

Avec :

$$T_u = 193050 \text{ N} \leq 0,267 \times 38,25 \times 35 \times 25 \cdot 10^2 = 893615,62 \text{ N} \dots\dots\dots \text{CV} ;$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures Longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) ;$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (2,50 ; 5 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa} ;$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} + \frac{193050}{1487,5 \times 100} = 1,29 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1,29 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 2,50 \text{ Mpa}$ CV=> les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

- **Section et écartement des armatures transversales A :**

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre ;

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales ;

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{35}{10} ; 1,2 \right) = 1,2 ;$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE400 => $4\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

- **L'espacement des armatures transversales :**

Suivant le RPA99 :

*Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right) = \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \right) = 11,25 \Rightarrow \delta_t = 10\text{cm}.$$

*Zone courant :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow \delta_t = 15\text{cm};$$

Donc :

$\delta_t = 15\text{cm}$ En zone courant ;

$\delta_t = 10\text{cm}$ En zone nodale.

➤ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05\text{cm}^2 ;$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57\text{cm}^2.$$

Remarque :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus, on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

V.2.5.3. Calcul récapitulatif des poutres :

❖ **Terrasse :**

Désignation		μ	α	B	δ_s	$\bar{\delta}_s$	δ_{bc}	$\bar{\delta}_{bc}$	Acal
Poutre P (35*45)	Travées	0,106	0,140	0,943	128,20	201,66	7,71	15	7,87
	Appuis	0,163	0,223	0,910	233,05	201,66	8,93	15	11,7
Poutre P (35*50)	Travées	0,118	0,157	0,937	179,73	201,66	7,68	15	8,75
	Appuis	0,130	0,229	0,908	200,18	201,66	10,12	15	12,50
Poutre S (30*40)	Travées	0,073	0,096	0,961	62,50	201,66	7,34	15	7,5
	Appuis	0,108	0,144	0,942	30,27	201,66	7,10	15	7,5

Tableau V.3 : Résultats de calcul des poutres en flexion simple (Terrasse).

Type des poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement
		BAEL	RPA				
Poutre P(35*45)	Travée	1,71	7,87	7,87	4HA16	8,04	48
	Appui	1,71	7,87	11,7	6HA16	12,06	48
Poutre P(35*50)	Travée	2,007	8,75	8,75	3HA16+3HA14	10,65	48
	Appui	2,007	8,75	12,50	3HA20+3HA12	12,81	48
Poutre S(30*40)	Travée	1,35	7,5	7,5	4HA16	8,04	48
	Appui	1,35	7,5	7,5	4HA16	8,04	48

Tableau V.4 : Les barres choisies pour les poutres (Terrasse).

❖ Etage courant :

Combinaison	Les sollicitations	Poutre principale (35*45)		Poutre principale (35*50)		Poutre secondaire (30*40)	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
ELU	M _{max} [KN.m]	175,55	117,26	196,84	125,89	92,48	30,8
	N _{cor} [KN.m]	0	0				
ELS	M _{max} [KN]	82,92	124,15	139,17	89	51,02	21,51
	N _{cor} [KN.m]	0	0				
Accidentals	M _{max} [KN.m]	155,64	86,46	176,19	91,49	129,09	126,45
	N _{cor} [KN.m]	0	0	0	0		
Effort tranchant T [KN]		105,95		140,12		139,24	

Tableau V.5: Sollicitations des poutres d'étage courant.

Désignation		Mu	Ms	μ	A	B	δ_s	$\bar{\delta}_s$	δ_{bc}	$\bar{\delta}_{bc}$	Acal
Poutre P (35*45)	Travées	117,76	124,15	0,131	0,176	0,929		201,66	12,15	15	8,75
	Appuis	175,55	82,92	0,195	0,275	0,889		201,66	7,42	15	13,35
Poutre P (35*50)	Travées	125,89	87	0,112	0,15	0,939		201,66	7,6	15	8,11
	Appuis	196,84	139,17	0,175	0,243	0,902		201,66	10,33	15	13,2
Poutre S (30*40)	Travées	30,8	21,51	0,051	0,065	0,993		201,66	2,95	15	9,26
	Appuis	92,48	51,02	0,121	0,162	0,935		201,66	7,01	15	9,46

Tableau V.6 : Résultats de calcul des poutres en flexion simple (Etage).

Type des poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement
		BAEL	RPA				
Poutre P (35*45)	Travée	1,71	4,72	8,75	3HA16+3HA14	10,65	48
	Appui	1,71	4,72	13,35	3HA14+3HA20	14,04	48
Poutre P (35*50)	Travée	1,90	5,25	8,11	6HA14	9,24	48
	Appui	1,90	5,25	13,2	3HA14+3HA20	14,04	48
Poutre S (30*40)	Travée	1,30	3,6	9,26	3HA16+3HA14	10,65	48
	Appui	1,30	3,6	9,46	3HA16+3HA14	10,65	48

Tableau V.7:Les barres choisies pour les poutres (Etage).

V.2.6. Schéma de ferrailage des poutres :

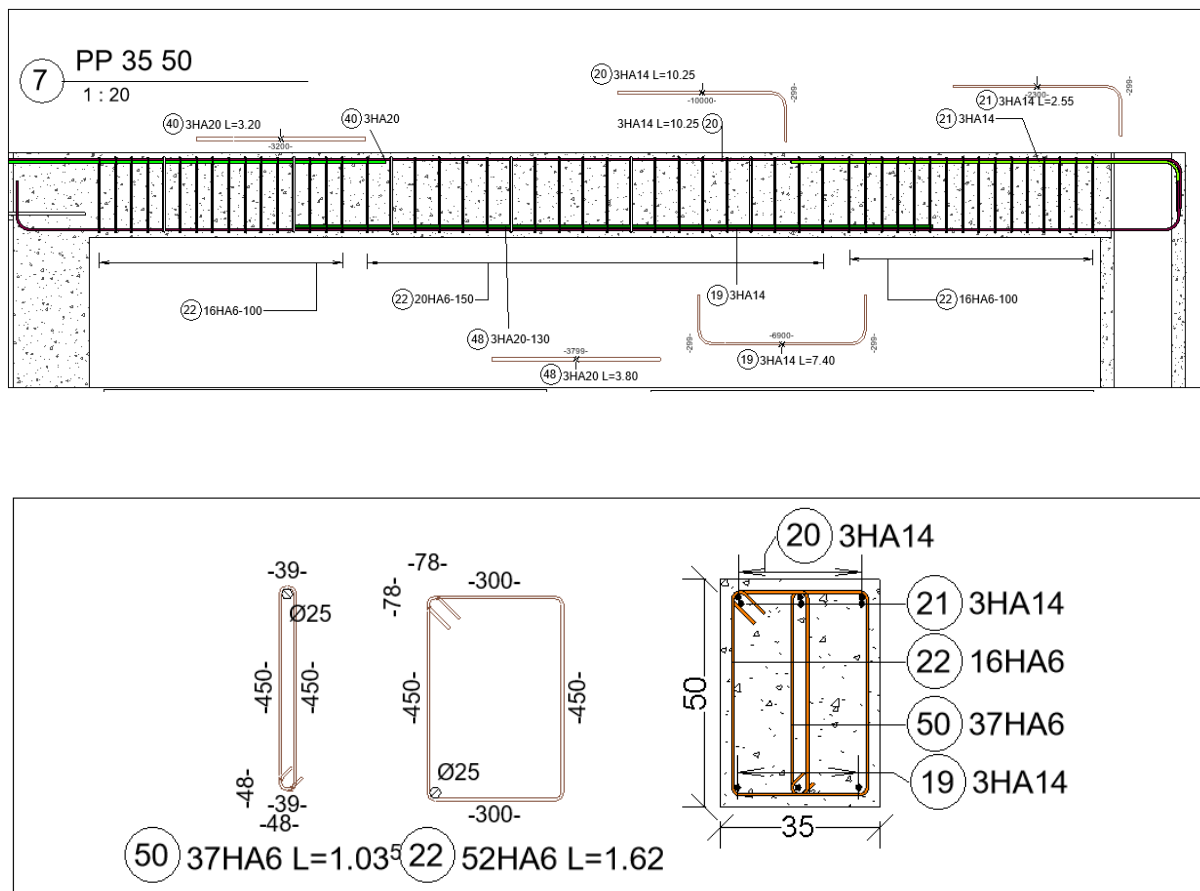


Figure V.2: Schéma de ferrailage des poutres.

V.3. Ferrailage des poteaux :

V.3.1. Aspect réglementaire :

- **Les combinaisons accidentelles :**

Suivant RPA :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

✓ **ELA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E ; \\ 0,8 G \pm E. \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charge permanentes ;

Q : Charge d'exploitation non pondérées ;

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales.

- **Les combinaisons fondamentales :**

Suivant le BAEL :

ELU : $1,35G + 1,5Q$;

ELS : $G + Q$.

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter à savoir :

- 1^{er} cas : $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{cor}} ; M_{Y_{cor}})$;
- 2^{eme} cas : $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{cor} ; M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{cor}$;
- 3^{eme} cas : $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{cor}} ; M_{Y_{cor}})$.

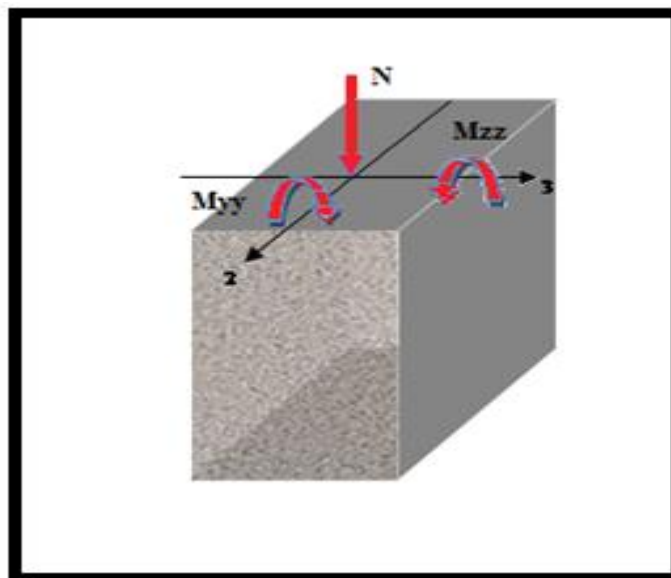


Figure V.3: Sollicitations sur les poteaux.

On a 2 type des poteaux ; à savoir :

- Type 1 : 50*50 ;
- Type 2 : 45*45 ;
- Type 3 : D = 50cm.

a) Armatures longitudinales :

- **Condition imposée par le RPA 99 [7.4.2.1 P65] :**

Les armatures doivent être à haut adhérence, droites et sans crochet avec un diamètre minimum de **12mm**.

- Armatures minimales : $0,8\% \times B$ en zone II ;
- Armatures maximales $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \text{ en zone courant ;} \\ 6\% \times B \text{ en zone recouvrement.} \end{array} \right.$

Avec :

B : Section du poteau.

*Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone II $\Rightarrow L_{re} = 48\text{cm}$;

* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;

* La distance entre les barres verticale dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e}$$

c) Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h_L : Hauteur totale de la section brute ;
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- P_a : Est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élanement géométrique des poteaux dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à $3,75$ dans le cas contraire.
- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit : **(RPA 99 7.4.2.2)** :

Don la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires $\delta_t \leq \min(10\phi_L; 15\text{cm})$ En zone **I** et **II** ;

Dans la zone courant :

$$\delta_t \leq 15\phi_{L\min}$$

$\phi_{L\min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$A_t/\delta_t \cdot b$ en % et est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%;
- Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8% ;
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau ;

Avec :

$$\lambda_g = \frac{I_f}{h} \text{ ou } \frac{I_f}{b};$$

H et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et I_f longueur de flambement du poteau.

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

V.3.2.Les sollicitations :

Cas	Efforts	ELU	ELS	ELA
Cas 1	N_{\max} [KN]	2419,27	1672,79	1814,46
	M_{Ycor} [KN.m]	74,98	45,94	29,92
	M_{Zcor} [KN.m]	14,54	10,26	92,79
Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	93,32	65,98	72,27
	M_{Ycor} [KN.m]	7,13	5,03	82,65
	N_{cor} [KN]	937,15	661,42	1316,98
Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	104,97	9,62	96,8
	M_{Zcor} [KN.m]	13,59	36,59	79,88
	N_{cor} [KN]	2307,73	1631,96	1670,52
	N_{\min} [KN]	937,15	661,42	1448,09

Cas 4	M_{Zcor} [KN.m]	46,88	65,96	73,63
	M_{Ycor} [KN.m]	8,43	5,03	96,47

Tableau V.8: Sollicitation des poteaux (50*50).

V.3.3.Exemple de calcul Poteau (50*50) :

1^{er} cas : 1,35G+1,5Q

$$N_{max} = 2419,27 \text{ KN}; M_{cor} = 74,98 \text{ KN.m}; M_{ser} = 45,94 \text{ KN.m};$$

➤ Calcul de l'excentricité:

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{74,98}{2419,27} = 0,03 \text{ m};$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{74,98}{1,5 \times 45,94} \right) = 0,88;$$

$$\alpha = 0,88; \phi = 2;$$

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)}{10000 \times 0,5} (2 + 0,88 \times 2) = 0,0103 \text{ m};$$

$$e_2 = 0,0103 \text{ m};$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) = 0,20 \text{ m};$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,0603 \text{ m}.$$

*Calcul de coefficient de remplissage ψ :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = 2419,27 \times \frac{10^3}{500} \times 500 \times 14,17 = 0,68$$

$$\text{Donc : } \psi_1 = 0,81;$$

$$\varepsilon = f(\psi_1)$$

➤ Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,122;$$

$$e_{NC} = \varepsilon \times h = 0,061 \text{ m};$$

$e = 0,0603\text{m} < e_{NC} = 0,061\text{m} \Rightarrow$ section entièrement comprimée;

$A'_{smin} = 8\text{cm}^2 \times$ périmètre de la section;

$$A'_{smin} = 4 \times [(0,5 + 0,5) \times 2] = 8\text{cm}^2;$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e}\right);$$

$$A_{smin} \geq \max\left(\frac{50 \times 50}{1000}, 50 \times 50 \frac{2,1}{400}\right);$$

$$A_{smin} \geq \max(2,5\text{cm}^2, 13,12\text{cm}^2);$$

$$A_{smin} \geq 13,12\text{cm}^2.$$

Suivant le RPA :

- **Armatures maximales :**

*en zone courante :

$$A_s \leq A_{max} = 4\%bh;$$

$$A_{max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2.$$

*en zone de recouvrement:

$$A_s \leq A_{max} = 6\%bh;$$

$$A_{max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2.$$

Le diamètre minimum: $\phi_{min} = 12\text{mm}$.

- **Armatures minimales :**

$$A_{smin} = 0,8\% b \cdot h = 0,008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2.$$

- **Choix des armatures:**

$$A_s \geq A_{smin} = 20\text{cm}^2.$$

On adopte: $A_s = 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 12,57 + 8,04 = 20,61\text{cm}^2$.

- **Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

- **Contraint maximale de compression de béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$;

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

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{45,94}{1672,79} = 0,027\text{m}$$

$$S = bh + 15A_{min} = 50 \times 50 + 20,61 \Rightarrow S = 2500 + 309,15 = 2809,15\text{cm}^2.$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = -2,47;$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 660116,83\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{H}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 9,54\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa};$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 2,99\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa};$$

(De la fibre inférieure).

$$\text{Max}(\sigma_{inf}, \sigma_{sup}) = 9,54 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa}.$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers :**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 25;$$

$$V_2 = h - V_1 = 25;$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser}(V_1 - C_1)}{I} \right] = 59,69\text{Mpa};$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser}(V_2 - C_2)}{I} \right] = 59,69\text{Mpa};$$

$$\text{Max}(\sigma_{s1}; \sigma_{s2}) = 59,69\text{Mpa}.$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m};$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{50} = 4,28 < 5;$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$\text{Si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50$$

Donc :

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50$$

λ_g : Est l'élanement géométrique du poteau (D'après le RPA99 Version 2003 L'Article (7.4.2.2)).

- Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(1,5\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(18; 40; 60)$$

$$t \leq 18\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

Suivant le RPA :

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II)

*Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm});$$

$$t \leq 10\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

*Zone courante :

$$t' \leq 15\phi_L^{\min};$$

$$t' \leq 15\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

- **Diamètre des armatures transversales (BAEL 91) :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66.$$

Donc on prendra $\phi_t = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

- **Détermination de la section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u t}{h f_e} = 2,73 \text{ cm}^2;$$

$$A_t = 2,73 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{50} = 4,28 < 5;$$

On a:

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{tmin}}{t \cdot b} = 0,3\% \Rightarrow 0,3\% t \cdot b_1;$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2;$$

$$A_{tmin} = 1,5 \text{ cm}^2;$$

$$A_t = 10\text{HA8} = 5,03 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

• Schéma de ferrailage de poteau:

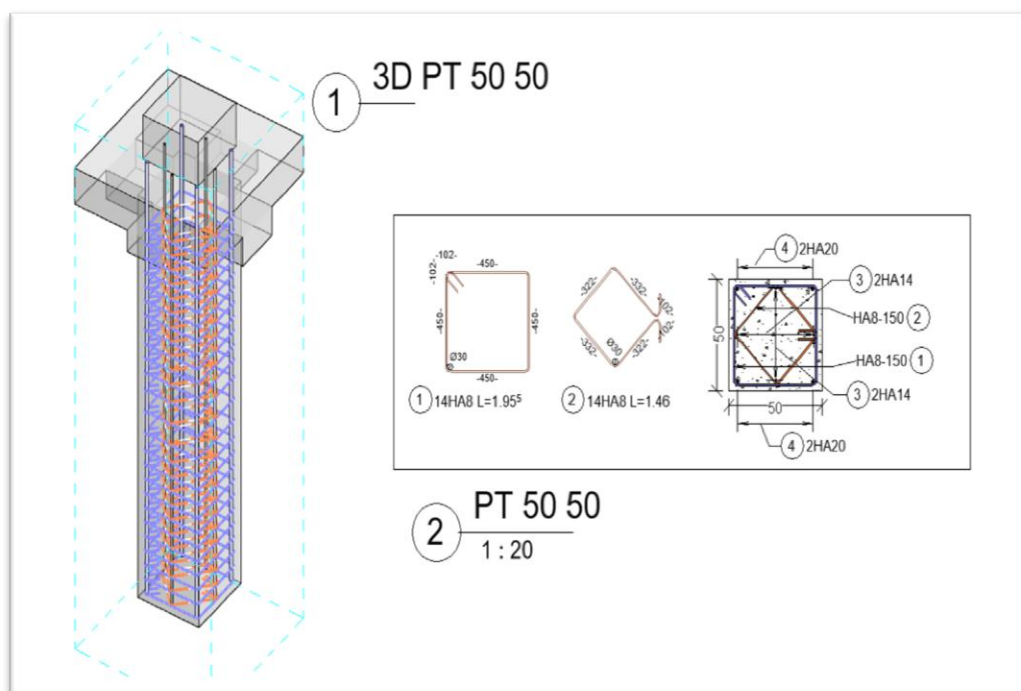


Figure V.4: Schéma de ferrailage de poteaux (50*50)

V.3.4. Calcul récapitulatif des poteaux:

V.3.4.1.Poteau (45*45) :

Cas	A_{cal} (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	Choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	Longueur de Recv (cm)
Cas 1	7,2	16,2	4HA20+4HA12	17,09	48
Cas 2	7,2	16,2	4HA20+4HA12	17,09	48
Cas 3	7,2	16,2	4HA20+4HA12	17,09	48
Cas 4	7,2	16,2	4HA20+4HA12	17,09	48

Tableau V.9:Calcul et choix des sections d'armatures.

• Vérification à l'ELS :

Cas	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)
1	1431.21	29.56	8.11	15	94.2	201.66
2	96	2.25	5.4	15	63.15	201.66
3	211.05	117.38	1.26	15	139.58	201.66
4	1394.1	25.67	7.91	15	91.83	201.66

Tableau V.10: Vérification des contraintes.

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{82.43 \times 10}{45 \times 42.5} = 0.43 \text{ Mpa};$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = 25\text{Mpa};$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

• Schéma de ferrailage:

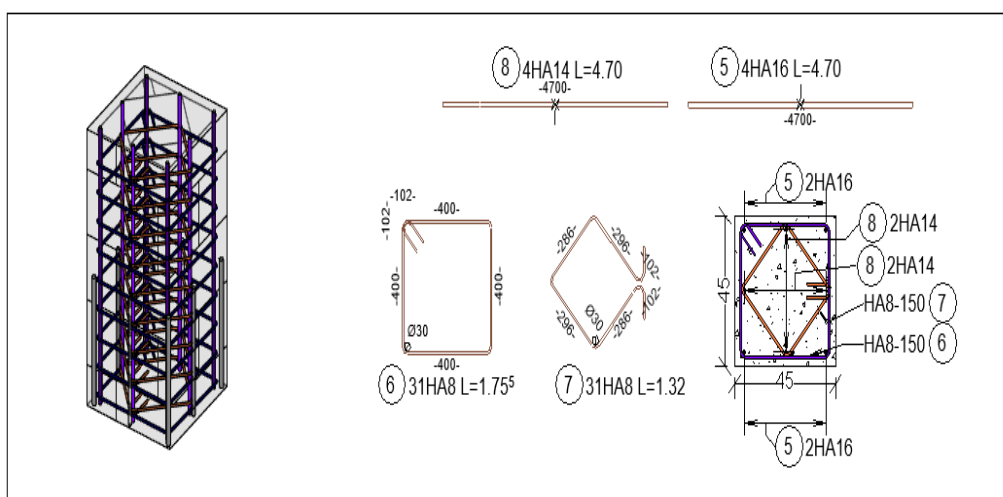


Figure V.5: Schéma de ferrailage de poteaux (45*45).

V.3.4.2.Poteau circulaire (D= 50 cm):

Cas	A_{cal} (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	Choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	Longueur de Recv (cm)
Cas 1	6,28	15,7	8HA16	16,08	48
Cas 2	6,28	15,7	8HA16	16,08	48
Cas 3	6,28	15,7	8HA16	16,08	48
Cas 4	6,28	15,7	8HA16	16,08	48

Tableau V.11: Calcul et choix des sections d'armatures.

- **Vérification à l'ELS :**

Cas	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)
1	727.32	9.56	7.15	15	51.32	201.66
2	208.16	61.21	6.9	15	43.18	201.66
3	219.04	51.26	2.05	15	6.55	201.66
4	697.84	9.56	3.26	15	95.2	201.66

Tableau V.12: Vérification des contraintes.

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{\pi R^2} = \frac{114.8 \times 10}{3.14 \times 25^2} = \mathbf{0.58 \text{ Mpa}};$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = \mathbf{25\text{Mpa}};$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 25 \text{ Mpa} \dots \text{CV.}$$

- **Vérification de l'effort normal :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30;$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton ;

B_c : Section brute ;

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

- **Schéma de ferrailage :**



Figure V.6: Schéma de ferrailage de poteaux circulaires.

V.4. Ferrailage des voiles : (RPA 99 Version 2003 article 7.7.4.1)

a. Ferrailage vertical :

- Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée ;
- 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 ;
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm ;
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies des crochets (jonction de recouvrement).

b. Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0,15% ;
 - En zone courante égale à 1,10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales $S_t : S_t \leq (1,5e, 30\text{cm})$;
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe ;
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.1. Exemple de calcul d'un voile plein (20cm) :

- **Exemples d'application : (e=20cm, L=4m) :**

$$M = 239,88 \text{KN.m};$$

$$N = 2932,39 \text{KN};$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 4^3}{12} = 1,06 \text{m}^4;$$

$$\Omega = e \times L = 0,20 \times 4 = 0,8 \text{m}^2;$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{m}.$$

Avec:

I: Inertie du voile;

Ω : Surface en plan du voile;

v: La position de l'axe neutre.

• **Armatures verticales :**

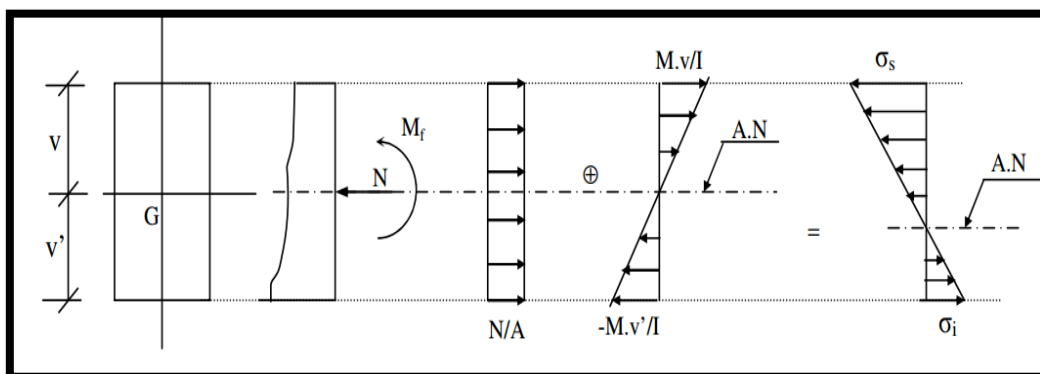


Figure V.7 : méthode des contraintes.

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v;$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v'.$$

On distingue 3 cas :

✓ **1^{er} cas :**

Si : σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0.15 \times a \times L;$$

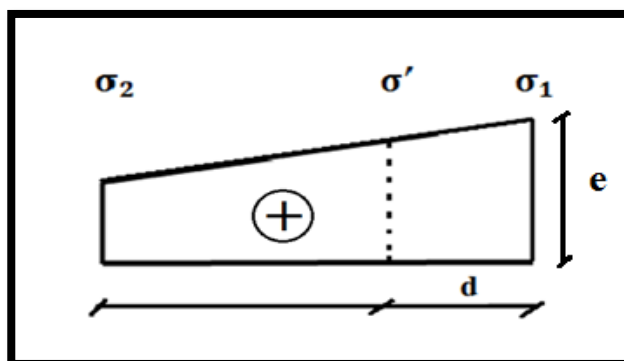


Figure V.8 : diagramme d'une section entièrement comprimée.

✓ 2^{ème} cas :

Si : σ_1 et $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée" On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$ On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si : $A_v < A_{\min} = 0.15 \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale ;
- Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

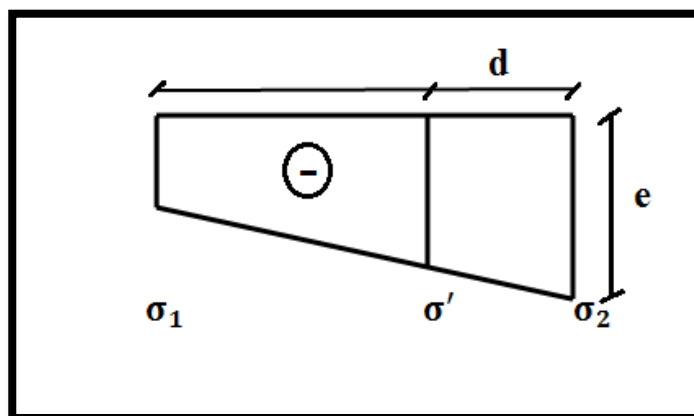


Figure V.9: diagramme d'une section entièrement tendue.

✓ 3^{ème} cas:

Si : σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

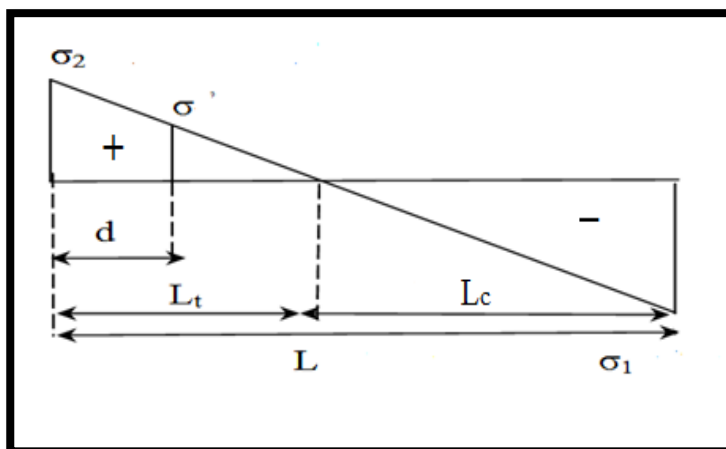


Figure V.10 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

La largeur de découpage en bandes du diagramme des contraintes (d) est donnée par la formule :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \quad \text{RPA(art 7.7.4)}$$

L' : la longueur de la zone comprimée ;

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

$$L_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L;$$

L_t : longueur tendue;

$$L_t = L - L_c;$$

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue (L_t) en utilisant les triangles semblables:

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_1}{L - L_t} = \frac{\sigma_2}{L_t} \Rightarrow \sigma_1 L_t = \sigma_2 (L - L_t);$$

$$L_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L;$$

-Ferrailage :

M = 239, 88KN.m, N = 2932, 39KN, L= 4m, e = 20cm;

c(l'enrobage) = 3cm, d = L - c = 397cm.

a. Calcul de l'effort limite ultime :

$$B_r = (L - 2) \times (e - 2) = (400 - 2) \times (20 - 2) = 7164 \text{cm}^2 ;$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \left(\frac{L_f}{e}\right) = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.2} = 37.10; ;$$

$$\lambda = 37,11 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{85}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{37,10}{85}\right)^2} = 0,69 ;$$

- **Voile non armé :**

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 0.69 \times \frac{7164 \times 10^{-1} \times 25}{0.9 \times 1.5} = 9154 \text{KN}$$

$$N_u = 2932,39 \text{ KN} < 9154 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV} ;$$

b. La contrainte limite ultime :

$$\sigma_{u, \text{Lim}} = \frac{N_{u, \text{Lim}}}{a \times L} = \frac{9154}{0,2 \times 4} = 11442,5 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times L} = 3665,48 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_u < \sigma_{u, \text{lim}} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\sigma_1 = \frac{2932,39}{0,8} + \frac{239,88}{1,06} \times 2 = 4,11 \text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = 3,21 \text{ Mpa}$$

Si : σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$L_t = 0 \text{ cm} \Rightarrow A_{\text{min}} = 0.20\% \times a \times L_t = 0.002 \times 20 \times 0 = 0 \text{ cm}^2.$$

D'après le RPA 99 (art 7.7.4.3) on a :

➤ **La section globale :**

$$A_{\text{min}} \geq 0.15\% \times a \times L ;$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.0015 \times 20 \times 400 = 12 \text{ cm}^2.$$

➤ **En zone courante :**

$$0.10\% \times a \times L = 0.001 \times 20 \times 400 = 8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$L_2 = L - 2L_1 = 400 - 2 \times 39,7 = 320.6 \text{cm}$$

$$\Rightarrow N^{\text{br}}(\text{espacements}) = \frac{L_2}{S_t} = \frac{320.6}{20} = 16,03$$

On prend : $N^{\text{br}}(\text{espacements}) = 16$

$$\Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = N^{\text{br}}(\text{espacements}) + 1 = 16 + 1 = 17$$

On prend 18 barres.

➤ **La zone d'about :**

$$\frac{S_t}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm};$$

$$N^{\text{br}}(\text{espacements}) = \frac{L_1}{S_t} = \frac{39,7}{10} = 4;$$

On prend : $N^{\text{br}}(\text{espacements}) = 4;$

$$\Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = N^{\text{br}}(\text{espacements}) + 1 = 4 + 1 = 5 ;$$

On prend 6 barres.

➤ **Le diamètre :**

$$\varnothing \leq \frac{1}{10} a = \frac{1}{10} \times 200 = 20 \text{ mm};$$

On adopte : $\varnothing = 10 \text{ mm}$.

- **Zone courante :**

$$A_2 = 16 \text{ HA } 10 = 12,57 \text{ cm}^2.$$

- **La zone d'about :**

$$A_1 = 8 \text{ HA } 10 = 6,28 \text{ cm}^2.$$

• **Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**

a. **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

➤ **RPA 99 VERSION 2003 :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

- La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28};$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{b_0 \times d};$$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile. $V = 167,87\text{KN}$

b₀ : Épaisseur de voile ;

d : Hauteur utile ;

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 167,87}{20 \times 397} = \mathbf{0,295 \text{ Mpa}} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times 25 = \mathbf{5 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

-Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)};$$

$k = 0$: En cas de fissuration jugé très préjudiciable et en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise ;

$k = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage ;

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$: En flexion composée avec N est un effort de compression ;

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$: En flexion composée avec N est un effort de traction ;

σ_{tm}, σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a une reprise de bétonnage, donc on prend $k = 0$.

On utilise des cadres droites :

$$\alpha = 0 \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1;$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k) \times (b_0 \times S_t)}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)};$$

$$A_t \geq \frac{(0,29 - (0.3 \times 2.1 \times 0)) \times (20 \times 20)}{0.8 \times 400 \times 1} = \mathbf{0,36cm^2}.$$

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures :**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de : **(Art7. 7. 3. 3)**

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$;

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$;

On a $\tau_b = \mathbf{2.6 MPa} > 0.025 f_{c28} = \mathbf{0.625 MPa}$.

- **Verification de l'espacement:**

$$S_t \leq \min(3h, 33cm) \Rightarrow S_t = \mathbf{20cm}.$$

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times S_t = \mathbf{1cm^2}.$$

❖ **Calcul récapitulatif du ferrailage vertical:**

Type	e = 20 (cm)	e = 20 (cm)	e = 20 (cm)	e = 20 (cm)	e = 20 (cm)	e = 20 (cm)	e = 20 (cm)
L(m)	4	3,05	1,95	1,7	6,45	1,1	1
N_u (KN)	2932,39	2656,73	1450,4 4	1179,72	3217,67	970,08	999,46
M_u (KN.m)	239,88	184,56	0,46	3,48	48,23	0,99	3,46
σ₁(Mpa)	4,11	4,74	3,72	3,50	2,52	4,43	5,01
σ₂(Mpa)	3,21	3,94	3,71	3,43	2,45	4,38	5,4
A_{min}(cm²)	12	9,15	5,85	5,1	19,35	3,3	3
St d'about (cm)	20	20	20	20	20	20	20

St d'about (cm)	10	10	10	10	10	10	10
Armatures d'about (cm²)	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
Armatures courante(cm²)	8	6,1	3,9	3,4	12,9	2,2	2

Tableau V.13: Ferrailage longitudinal des voiles.

❖ Calcul récapitulatif du ferrailage horizontal :

Voile	e=20cm	e=20cm	e=20cm	e=20cm	e=20cm	e=20cm	e=20cm
L (m)	4	3,05	1,95	1,7	6,45	1,1	1
d (m)	3,97	3,02	1,92	1,67	6,42	1,07	0,97
b₀(m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
T(KN)	167,87	7,15	111,18	39,41	125,85	26,01	27,32
τ_u(Mpa)	0,295	0,016	0,40	0,16	0,13	0,17	0,19
τ̄ (Mpa)	5	5	5	5	5	5	5
τ_u ≤ τ̄	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV
S_t(cm)	20	20	20	20	20	20	20
A_t(cm²)	0,36	0,02	0,5	0,2	0,16	0,21	0,23
A_{min}(cm²)	1	1	1	1	1	1	1
Choix	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Tableau V.14: Ferrailage horizontal des voiles.

V.4.2. Schéma de ferrailage des voiles :**V.5. Conclusion :**

Après les calculs et les vérifications nécessaires des différents types des éléments structuraux, on résume les résultats dans les tableaux récapitulatifs suivants :

❖ **Les poutres :**

	Elément	Ferrailage	
		appui	Travée
Terrasse	Poutre P (35×45)	6HA16	4HA16
	Poutre P (35×50)	3HA20+3HA12	3HA16+3HA14
	Poutre secondaire (30×40)	4HA16	4HA16
Etagé Courant	Poutre P (35×45)	3HA14+3HA20	3HA16+3HA14
	Poutre P (35×50)	3HA14+3HA20	3HA14
	Poutre secondaire (30×40)	3HA16+3HA14	3HA16+3HA14

Tableau V.15: Tableau récapitulatif des poutres.

❖ **Les poteaux :**

Elément	Ferrailage
Poteaux (50×50)	4HA12+4HA16
Poteaux (45×45)	4HA20+4HA12
Poteaux circulaire (D=50)	8HA16

Tableau V.16: Tableau récapitulatif des poteaux.

❖ Les voiles :

Zone d'armature	Ferrailage vertical	Ferrailage horizontal
Zone d'about	8HA10	4HA8
Zone courant	16HA10	4HA8

Tableau V.17: Tableau récapitulatif des voiles.

CHAPITRE VI

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2. Calcul des longrines :**VI.2.1. Introduction :**

Les longrines sont des en général en béton arme, qui sont coulées sur le sol et qui relie des Fondations superficielles ou des semelles sur pieux.

Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticale ou des moments

VI.2.2 Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA99 Version 2003 Article (10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol (nous avant S_3 alors la section minimale : 20cm, $15\phi_L$) pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

$$b = 30, h = 40\text{cm}$$

VI.2.3 Ferrailage longitudinale des longrines:**VI.2.3.1 Etat limite ultime :**

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à :

$$F = \text{Numax} / \alpha > 20\text{kN (RPA 99 Version 2003)}$$

$$\alpha = 15: \text{coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée}$$

Numax : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\text{Numax}: 2307, 32 \text{ KN};$$

$$F = 2307, 32 / 15 = 153,82 > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{153,82 \times 10}{348} = 4,42 \text{ cm}^2$$

VI.2.3.2 Etat limite service :

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{\eta f_{ij}}, 240 \text{ Mpa}) \right\}.$$

$$\eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa} ; N_{ser} = 1710,32 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / A_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\Rightarrow A_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / \bar{\sigma}_s = (1710,32 \times 10 / 15) / 201,6 = 5,65 \text{ cm}^2$$

VI.2.3.3 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq b.d.f_{t28}/f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 45 \text{ cm} \quad b = 50 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{50 \times 45 \times 2,1}{400} = 7,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 4,66 \text{ cm}^2$$

VI.2.3.4. Recommandation de l' RPA 99 Version 2003 :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$\text{Donc : } A_{SRPA} = 0,006(30 \times 40) = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s; A_{ser}; A_{smin}; A_{RPA}) = 7,6 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 2HA12+2HA14 = 7,6 \text{ cm}^2$

VI.2.4 Armatures transversales :

VI.2.4.1 Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de longrine.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t,max} \leq \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right) = \min(11,42; 15; 50) = 11,42$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE400

VI.2.4.2 Espacement des armatures transversales (les cadres) :

➤ D'après le règlement RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15 \Phi_L)$$

$$St \leq \min (20\text{cm}; 15 \times 1, 2) = 18\text{cm}$$

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

VI.2.5. Schéma de ferrailage:

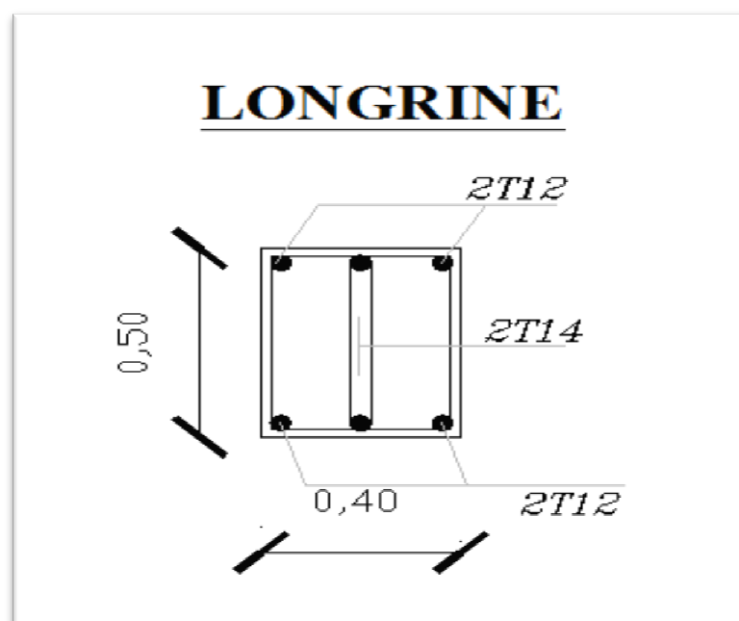


Figure VI.1: Schéma de ferrailage de longrine.**VI.3. Etude du voile périphérique :****VI.3.1. Dimensionnement:**

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

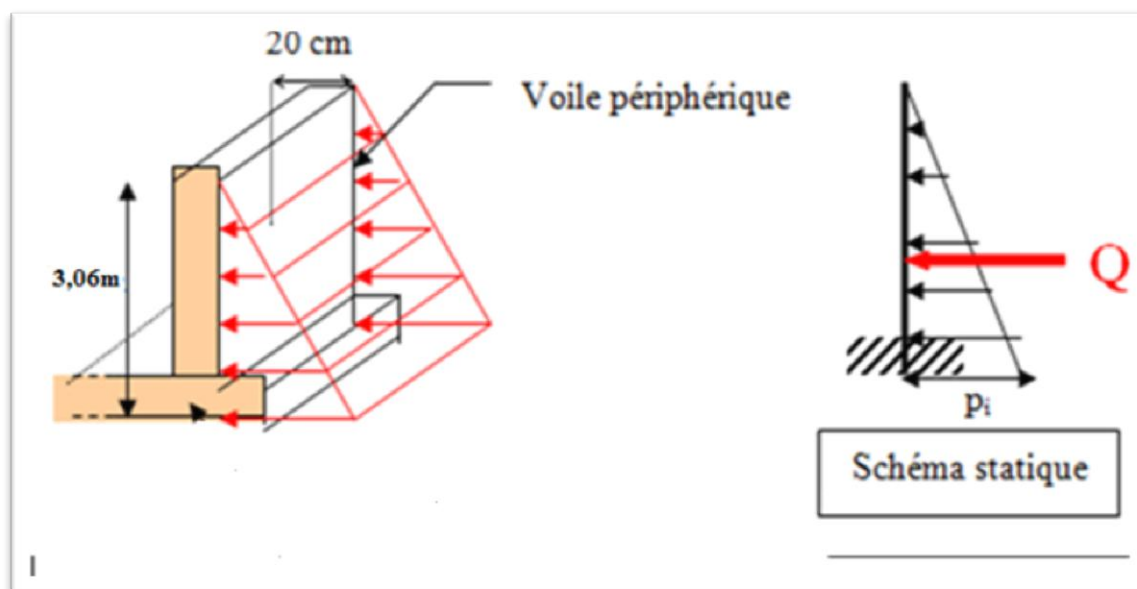
- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur du voile périphérique = 6,45 m.

VI.3.2. Détermination des sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

**Figure VI.2:** Pression des terres sur le voile périphérique.

VI.3.3. Calcul de la force de poussée

$$H = 3,06 \text{ m}$$

φ : L'angle du frottement de remblai $\varphi = 30^\circ$

γ_r : poids spécifique du remblai $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$

K_a : Coefficient de poussée horizontale

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \cos \beta$$

$$\text{Pour } \beta = 0^\circ \Rightarrow K_a = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0,33$$

$$p = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_b \cdot h^2$$

$$P = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 3,06^2 \times 18 = 27,80 \text{ KN/ml}$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 3,60\text{m}$ et comme hauteur

$l_x = 3,06 \text{ m}$ ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres). On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

VI .3.4. Calcul des moments fléchissant :

- Suivant la direction L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$
- Suivant la direction L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Tel que :

$$\mu_x ; \mu_y : \text{ sont des coefficients donnés en fonction de } \alpha : \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0,4 \text{ Le voile porte dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,045, \mu_y = 0,8$$

➤ Calcul les moments isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2 = 0,045 \times 27,80 \times 3,06^2 = 11,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,8 \times 27,71 = 22,17 \text{ KN.m}$$

En considérant les encastremets on aura les moments en appuis et en travée suivants :

➤ **Moment en travée** : $M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x}$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y}$$

➤ **Moment sur appuis** :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot M_x$$

Valeurs des moments sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Sens	En travée (KN.m)	En appui (KN.m)
x-x	23,55	8,31
y-y	18,84	8,31

Tableau VI.1 : Valeurs des moments de calcul pour la voile périphérique.

VI.3.5. L'effort tranchant maximal:

$$V = \frac{\rho L_x L_y}{2L_y + L_x} = 28,26 \text{ KN}$$

VI.3.6. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage se fait pour une bande de **1 m**

➤ **En travées** :

Sens x-x : $M_{tx} = 23,55 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées** :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{23,55 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,18)^2} = 0,051$$

$$\mu = 0,051 < \mu_{AB} = 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}\right) = 0,065$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \beta d_x} = 3,87 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$M_{ty} = 18,84 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{18,84 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,17)^2} = 0,046$$

$$\mu = 0,046 < \mu_{AB} = 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) = 0,059$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = 3,26 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui:**

M^a (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
8,31	0,018	0,372	0,022	0,99	1,34

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis terrasse.

VI .3.6.1. Condition de non fragilité

➤ D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec : $12 \text{ cm} < h = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$.

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

- $A_x \geq \rho_0 \frac{3-L_x}{2} b h_0 = 2,1 \text{ cm}^2$
- $A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$.

VI.3.6.2. Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003:

➤ D'après le RPA 99/version 2003 Article (10.1.1):

$$A_{\text{RPA}} = 0,10\% b \cdot h$$

$$A_{\text{RPA}} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ $A_{\text{adp}} = \max (A_{\text{cal}}; A_{\text{min}})$.

		A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
En Travée	Sens xx	3,10	1,26	2	2	5HA10=3,925
	Sens yy	2,61	1,20	2	2	5HA10=3,925
Sur Appui		1,34	1,26	2	2	5HA10=3,925

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.

VI.3.7. L'écartement des armatures:

➤ D'après le BAEL91 Article (A.8.2, 42) :

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs maximales données par :

- La direction la plus sollicitée : $\min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$$S_t = 20 \text{ cm p } 33 \text{ cm}.$$

- La direction perpendiculaire : $\min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$$S_t = 20 \text{ cm p } 45 \text{ cm}.$$

➤ D'après le RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 20; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$

VI.3.8. Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,264 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,264 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

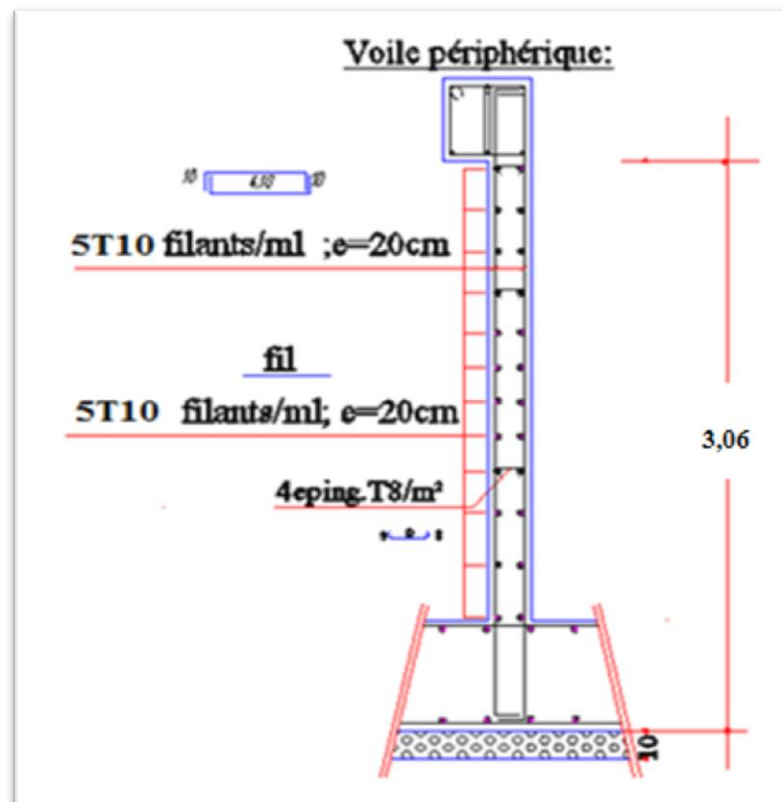


Figure.VI.3: Schéma de Ferrailage de voile périphérique.

VI.4. Etude de fondation

VI.4.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles sont destinées à transmettre au sol, de façon uniformément répartie, les sollicitations dues aux poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux contraintes exercées par le vent et les secousses sismiques. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend du :

- ♦ Type d'ouvrage construire.
- ♦ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ♦ . La capacité portante du terrain de fondation.
- ♦ La charge totale transmise au sol.

- ♦ La raison économique.
- ♦ La facilité de réalisation

VI.4.2. Choix du type de fondations :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- ♦ Semelles (isolées et filantes)
- ♦ Radier général
- ♦ Fondation profonde (Pieux)

Cependant, par insuffisance de données géotechniques, les fondations profondes seront exclues de cette étude. Aussi, pour le cas des semelles ; lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G + Q$;
- Ferrailage à l'E.L.U. $N_u = 1.35G + 1.5Q$.

➤ Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1 \Rightarrow A = B$$

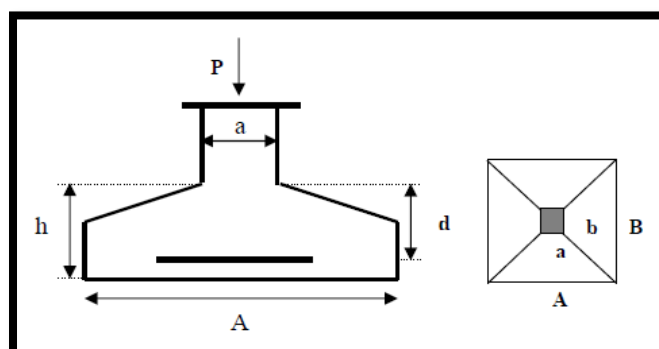


Figure VI.4 : Schéma d'une semelle isolée.

$$A^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}};$$

On a :

$$N_s = 1631,96 \text{KN}; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1631,96}{200} = 8,15 \text{ m}^2;$$

La surface totale des semelles isolée : $S_{isolé} = S \times N = 8,15 \times 29 = 236 \text{m}^2$;

N : nombre des semelles isolés (poteaux).

➤ Semelles filantes :

➤ Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$G_{voiles} = \text{KN};$$

$$Q_{voiles} = \text{KN};$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{S};$$

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1710,32}{200} = 8,55 \text{ m}^2;$$

$$S_{filante} = 8,55 \text{m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$S_{batiment} = 585 \text{m}^2.$$

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{S_{isolé} + S_{filante}}{S_{batiment}} = \frac{8,15 + 8,55}{585} = 0,028.$$

Faisant le rapport $S_{semelles}/S_{batiment}$, on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

VI.4.3. Calcul des semelles :

Les calculs sont effectués sous la plus défavorable des combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q
- G + Q ;
- G + Q + E ;
- 0,8 E + G + Q ;

VI.4.4. Calcul des semelles isolées :**VI.4.4.1. Semelle sous poteau central :**

- Condition d'homogénéité :

a = 50cm ; b=50 cm;

A/B = a/b = k = 1.

On a :

Combinaison	Effort normal N [KN]	Moment M_x [KN.m]	Moment M_y [KN.m]
ELU	2307,73	51,79	8,03
ELS	1631,96	36,59	5,68
G + Q + E	1653,8	21,77	15,99
G + Q + 0,8 E	769,69	24,29	71,60

Tableau VI.4. Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

La semelle est soumise à la flexion composée :

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 8,15m^2 > \frac{N_u}{\sigma_{ult}} 6,63m^2;$$

Donc le pré dimensionnement se fera à l'ELS

$$\sigma_{sol} > \overline{\sigma_{sol}} ;$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = \frac{N_s}{A \times B} \Rightarrow A \times B = \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}};$$

$$\text{Donc : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1631,96}{200}} = 2,85 \text{ m ;}$$

$$A \geq B \times 1 = 2,85m;$$

Donc finalement on choisit une semelle de $(2,90 \times 2,90)m^2$.

- Détermination de 'd' et 'h' :

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 2,90 - 0,50 \geq d \geq \frac{2,90 - 0,50}{4};$$

$$2,4 \geq d \geq 0,6;$$

On adopte : $d = 60\text{cm}$;

D'où : $h = d + 5\text{cm} = 65\text{cm}$;

Donc : $h = 65\text{cm}$.

• **Vérification des conditions de stabilité :**

Selon le BAEL on a :

$$e_{0x} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{36,59}{1631,96} = 0,022\text{m};$$

$$e_{0y} = \frac{M_{sy}}{N_s} = 0,003\text{m};$$

$$e_{0x} = 0,022 \leq \frac{A}{4} = \frac{2,90}{4} = 0,72 \dots\dots\dots\text{CV};$$

$$e_{0y} = 0,022 \leq \frac{A}{6} = \frac{2,90}{6} = 0,48 \dots\dots\dots\text{CV}.$$

• **Vérification des conditions de rigidité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{AB} = 201,81\text{KN/m}^2; \\ \sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{AB} = 195,25\text{KN/m}^2; \\ \sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 186,01\text{KN/m}^2; \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = 197,86\text{KN/m}^2 \leq 200\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{y-y} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{AB} = 195,83\text{KN/m}^2; \\ \sigma_{my-y} = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{AB} = 192,83\text{KN/m}^2; \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy\ y-y} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 194,63\text{KN/m}^2;$$

$$\sigma_{moy} = 194,63\text{KN/m}^2 \leq 200\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV.}$$

VI.4.4.2. Calcul du ferrailage:

- **Poids propre de la semelle:**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h = 25 \times 2,90 \times 2,90 \times 0,65 = 136,66\text{KN};$$

$$N_{ts} = N_s + P_s = 136,66 + 1631,96 = 1768,62\text{KN};$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35P_s = 2307,73 + 184,49 = 2492,22\text{KN}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout ou long de la semelle.

Sens x-x :

$$\eta=1,6 ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; \sigma_s = 348\text{Mpa};$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 2360,25\text{KN}$$

$$A_{xst} = \frac{N'_u(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{2360,25(290 - 50)}{8 \times 60 \times 348} = 33,39\text{cm}^2$$

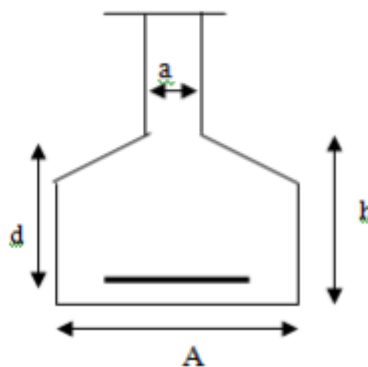


Figure VI.5 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens y-y :

$$\eta=1,6 ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; \sigma_s = 348\text{Mpa};$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 2314,89\text{KN}$$

$$A_{yt} = \frac{N'_u(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = 33,2\text{cm}^2$$

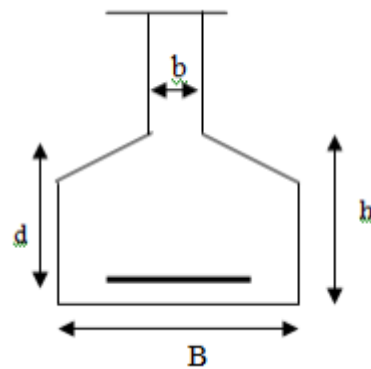


Figure VI.6 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

- **Condition de non fragilité :**

Sens x-x :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 3,62 \text{ cm}^2;$$

$$A = \max\{A_{\min}; A_u\} = 33,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 17\text{HA16} = 34,18 \text{ cm}^2$$

Soit:

$$S_t = 17 \text{ cm.}$$

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 17 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **La longueur de scellement:**

$$L_s = 40\phi = 48 \text{ cm} > \frac{B}{4} = \frac{290}{4} = 72,5$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

VI.4.4.3. Schéma de ferrailage :

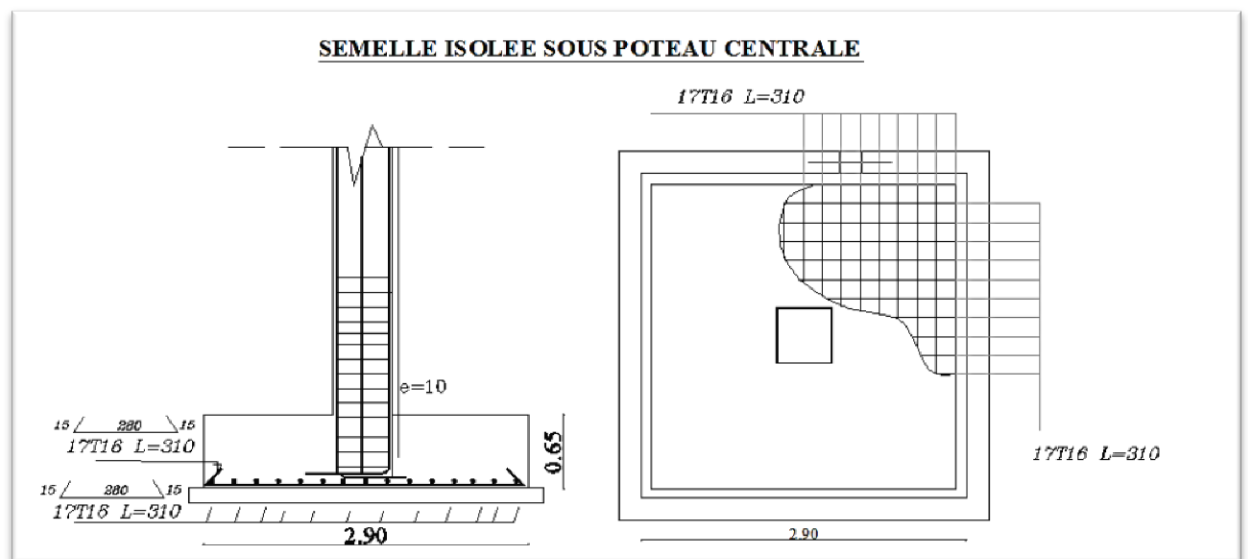


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de semelle isolée intermédiaire (x-x).

Sens y-y :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 3,62\text{cm}^2;$$

$$A = \max\{A_{\min}; A_u\} = 33,2\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 17\text{HA16} = 34,18\text{cm}^2$$

Soit:

$$S_t = 17\text{cm.}$$

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 17\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

- **La longueur de scellement:**

$$L_s = 40\phi = 48\text{cm}$$

$$B/8 \leq 48 \leq B/4 \Rightarrow 36,25 \leq 48 \leq 72,5\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0,045 \times P_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};$$

$$P_c = [(a + h + b + h) \times 2] = 4,6m;$$

$$\bar{N}_u = 0,045 \times 4,6 \times \frac{25}{1,5} = 3450KN;$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) = 1951,5KN;$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle ;

$$S_0 = (a + h) \times (b + h) = 1,32m^2;$$

$$S_t = A \times B = 2,90 \times 2,90 = 8,41m^2;$$

$$N_u = 5253,24KN;$$

$$N_u = 1951,5KN < \bar{N}_u = 3450KN \dots \dots \dots CV.$$

VI.4.5. Schéma de ferrailage :

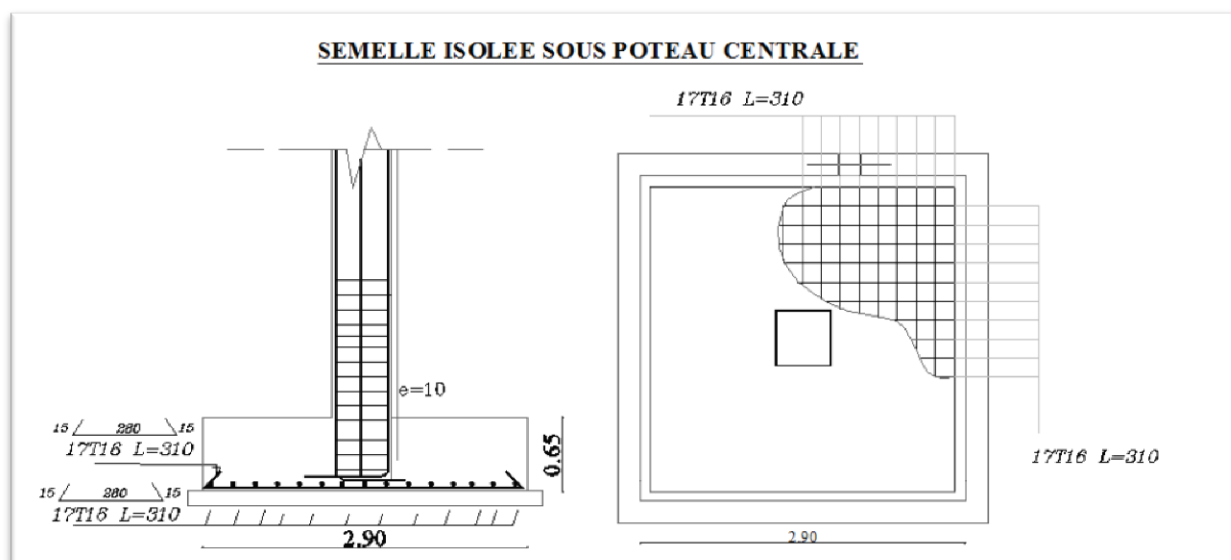


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de semelle isolée intermédiaire (y-y).

VI.4.6. Semelle sous poteau de rive :

- Condition d'homogénéité :

a = 50cm ; b=50 cm;

$$A/B = a/b = k = 1.$$

On a :

Combinaison	Effort normal N [KN]	Moment M_x [KN.m]	Moment M_y [KN.m]
ELU	1028,83	5,29	3,68
ELS	727,32	3,74	2,59
G + Q + E	808,74	5,44	36,31
G + Q + 0,8 E	412,88	7,45	37,78

Tableau VI.5 : Sollicitations des semelles isolées de rive.

La semelle est soumise à la flexion composée :

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 3,63 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{\sigma_{ult}} = 2,95 \text{ m}^2;$$

Donc le pré dimensionnement se fera à l'ELS

$$\sigma_{sol} < \overline{\sigma_{sol}} ;$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = \frac{N_s}{A \times B} \Rightarrow A \times B = \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}};$$

$$\text{Donc : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{727,32}{200}} = 1,90 \text{ m} ;$$

$$A \geq B \times 1 = 1,90 \text{ m};$$

Donc finalement on choisit une semelle de $(2 \times 2) \text{ m}^2$.

- **Détermination de 'd' et 'h' :**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 2, -0,50 \geq d \geq \frac{2 - 0,50}{4};$$

$$1,5 \geq d \geq 0,37;$$

On adopte : $d = 40 \text{ cm}$;

D'où : $h = d + 5 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$;

Donc : $h = 65 \text{ cm}$.

- **Vérification des conditions de stabilité :**

Selon le BAEL on a :

$$e_{0x} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{3,74}{727,32} = 0,005\text{m};$$

$$e_{0y} = \frac{M_{sy}}{N_s} = 0,003\text{m};$$

$$e_{0x} = 0,005 \leq \frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0,72 \dots\dots\dots\text{CV};$$

$$e_{0y} = 0,003 \leq \frac{A}{6} = \frac{2}{6} = 0,33\dots\dots\dots\text{CV}.$$

- **Vérification des conditions de rigidité :**

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{AB} = \left(1 + \frac{6 \times 0,005}{2}\right) \times \frac{727,32}{4} = 184,55\text{KN/m}^2;$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{AB} = 179,10\text{KN/m}^2;$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 183,18\text{KN/m}^2;$$

$$\sigma_{moy} = 183,18\text{KN/m}^2 \leq 200\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}.$$

VI.4.6.1. Calcul du ferrailage:

- **Poids proper de la semelle:**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h = 25 \times 2 \times 2 \times 0,45 = 45\text{KN};$$

$$N_{ts} = N_s + P_s = 727,23 + 45 = 772,32\text{KN};$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35P_s = 1028,83 + 1,35(772,32) = 2071,46\text{KN}.$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout ou long de la semelle.

Sens x-x :

$$\eta=1,6 ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; \sigma_s = 348\text{Mpa};$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = \left(1 + \frac{3 \times 0,005}{2}\right) \times 1028,83 = 1036,54\text{KN};$$

$$A_{xt} = \frac{N'_u(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1036,54(2 - 0,50)}{8 \times 0,40 \times 348} = 13,96\text{cm}^2.$$

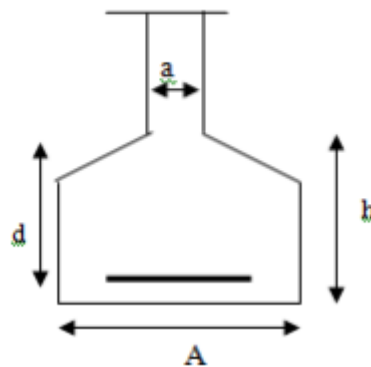


Figure VI.9: Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens y-y :

$$\eta=1,6 ; f_{t28} = 2,1 \text{Mpa} ; \sigma_s = 348 \text{Mpa};$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = \left(1 + \frac{3 \times 0,003}{2}\right) \times 1028,83 = 1033,45 \text{KN};$$

$$A_{yut} = \frac{N'_u (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1033,45 (2 - 0,5)}{8 \times 0,40 \times 348} = 13,92 \text{cm}^2.$$

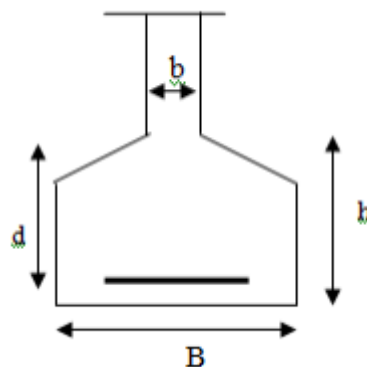


Figure VI.10 : Dimensionnement d'une semelle isolée de rive dans le sens y-y.

- **Condition de non fragilité :**

Sens x-x :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 2,41 \text{cm}^2;$$

$$A = \max\{A_{\min}; A_u\} = 13,96 \text{cm}^2;$$

On adopte : $A_u = 13\text{HA}12 = 14,70 \text{cm}^2$.

Soit $S_t = 20 \text{cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

- La longueur de scellement:

$$L_s = 40\phi = 48\text{cm} \Rightarrow B/8 \leq 48 \leq B/4 \Rightarrow 25 \leq 48 \leq 50\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

VI.4.6.2. Schéma de ferrailage :

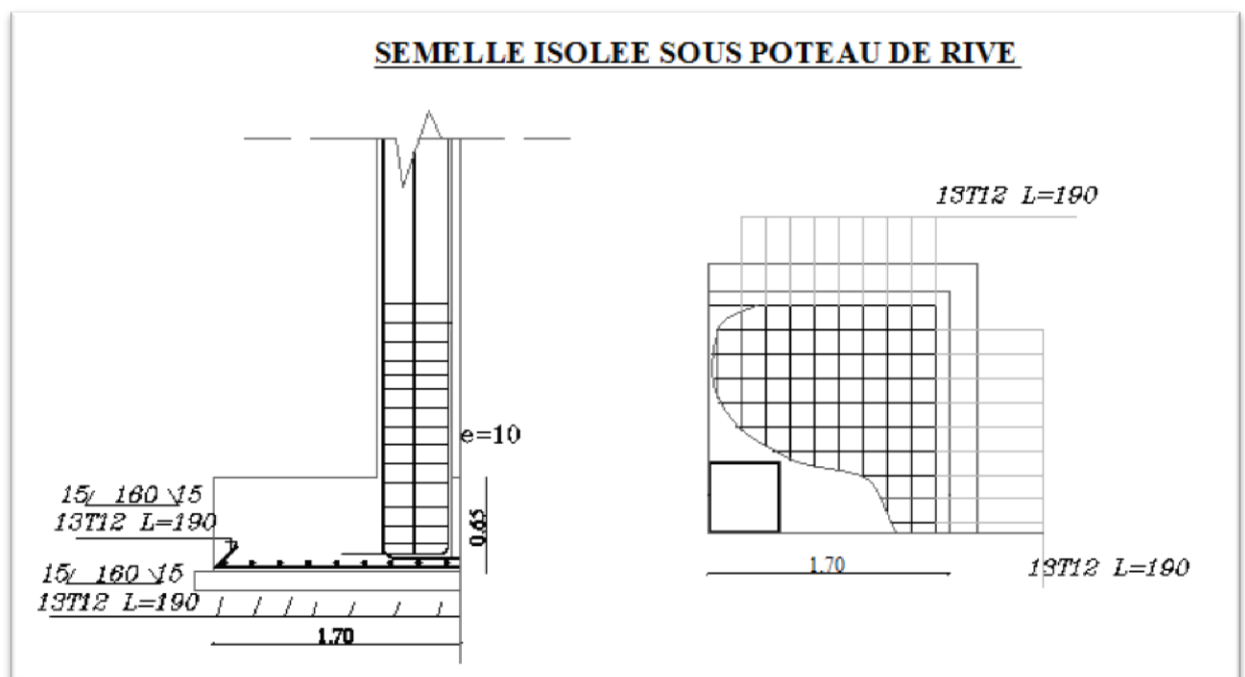


Figure VI.11: Schéma de ferrailage de semelle isolée de rive (x-x).

Sens y-y :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 2,41\text{cm}^2;$$

$$A = \max\{A_{\min}; A_u\} = 13,92\text{cm}^2;$$

$$\text{On adopte : } A_s = 13\text{HA}12 = 14,70\text{cm}^2.$$

Soit $S_t = 20\text{cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

- **La longueur de scellement:**

$$L_s = 40\phi = 48\text{cm}$$

$$B/8 \leq 48 \leq B/4 \Rightarrow 25 \leq 48 \leq 50\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0,045 \times P_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};$$

$$P_c = [(a + h + b + h) \times 2] = \mathbf{3,61m};$$

$$\bar{N}_u = 0,045 \times 3,61 \times \frac{25}{1,5} = \mathbf{1218,37KN};$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right);$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle ;

$$S_0 = (a + h) \times (b + h) = \mathbf{0,90m^2};$$

$$S_t = A \times B = 2 \times 2 = 4\text{m}^2;$$

$$N_u = 797,34\text{KN};$$

$$N_u = \mathbf{797,34KN} < \bar{N}_u = \mathbf{1218,37KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

VI.4.6.3. Schéma de ferrailage :

SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU DE RIVE

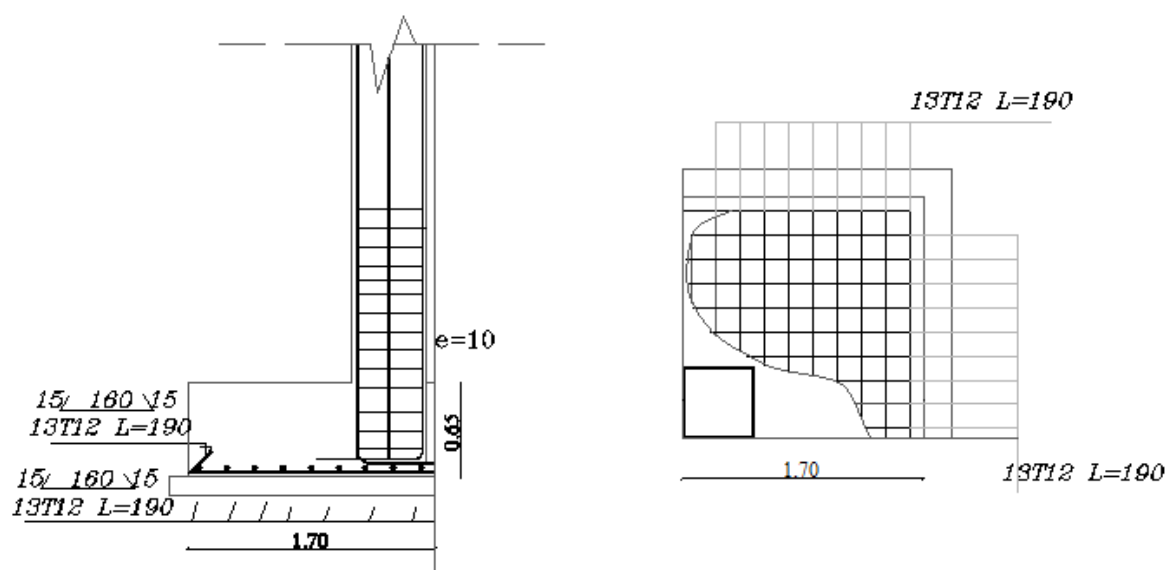


Figure VI.12 : Schéma de ferrailage de semelle isolée de rive (y-y).

VI.7. Semelles Filantes :

VI.7.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20cm :

Avec **L = 6,45m** ;

Combinaison	Effort normal N [KN]	Moment M_x [KN.m]	Moment M_y [KN.m]
ELU	2419,27	76,59	79,6
ELS	1710,32	54,05	56,04
G + Q + E	3687,47	173,54	90,28
G + Q + 0,8 E	3516,85	184,95	102,15

Tableau VI.6 : Sollicitations des semelles filantes.

VI.7.2. Calcul des sollicitations :

$$N_u = \frac{N}{L} = 375,08\text{KN}$$

$$N_s = \frac{N}{L} = 265,16\text{KN}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = 11,87 \text{KN.m}$$

$$M_s = \frac{M}{L} = 8,37 \text{KN.m}$$

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 1,32 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{\sigma_{ult}} = 1,07 \text{m}^2;$$

Donc pré dimensionnement sera à ELS :

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{8,37}{265,16} = 0,031 \text{m};$$

$$A \geq 6 \times e_0 = 0,18 \Rightarrow \mathbf{A = 1m}$$

$$B \geq \left(1 + \frac{0,093}{1}\right) \left(\frac{265,16}{200}\right) = 1,44 \Rightarrow B = 1,5 \text{m}$$

$$\sigma = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{AB} = 187,72 \text{KN/m}^2 < 200 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$d \geq \frac{A - a}{4} = 40 \text{cm} \Rightarrow h = d + 5 = 45 \text{cm}$$

• **Le ferrailage:**

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) = \mathbf{6,29 \text{cm}^2}.$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \mathbf{7,24 \text{cm}^2};$$

$$A = \max\{A_{\min}; A_u\} = \mathbf{7,24 \text{cm}^2};$$

On adopte : $\mathbf{A_s = 7HA12 = 7,92 \text{cm}^2}$.

Soit $S_t = 20 \text{cm}$.

• **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{cm} \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

• **Armature de repartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} B = \frac{7,92}{4} \times 1,5 = \mathbf{2,97 \text{cm}^2}.$$

On adopte : $\mathbf{A_s = 4HA12/ml = 4,52 \text{cm}^2}$.

Soit $S_t = 20 \text{cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

VI.7.3. Schéma de ferrailage :

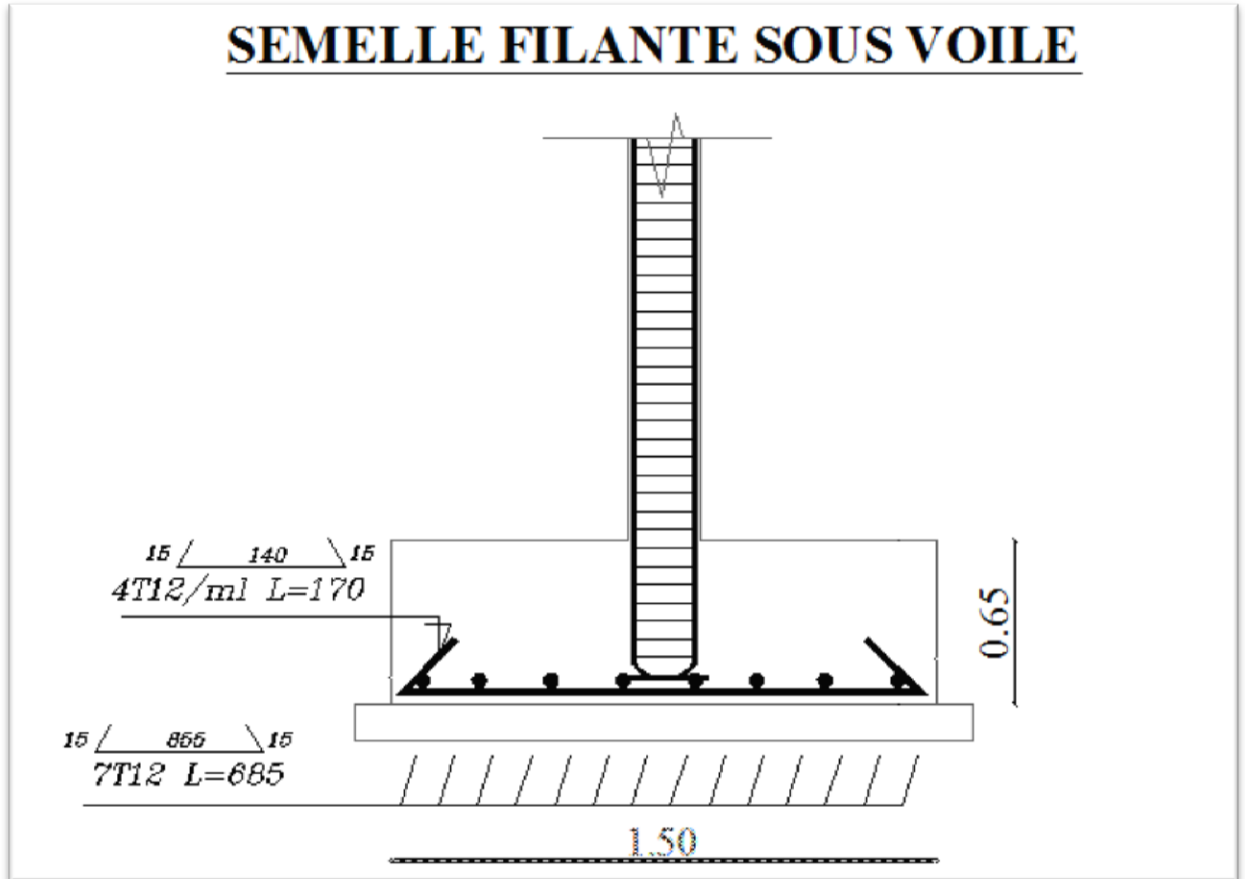


Figure VI.13 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

CONCLUSION

CONCLUSIONS

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail sont résumées dans les points suivants :

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière a été rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, **Autodesk Robot structural Analyse Professional 2020**, qui permet la modélisation de tous types de structure avec une grande précision.
- Une initiation au large domaine de la dynamique des structures et au calcul vibratoire. Rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations.
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière, nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

L'élaboration de ce mémoire nous a permis l'application de toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation. De plus elle nous a permis d'être initiés aux logiciels spécialisés en génie civil.

Liste des références

[DTR-BC A : 2.1].....	[1]
[DTR-BC A : 2.48].....	[2]
[BAEL 91 A : 2.1 ,11].....	[3]
[BAEL 91 A : 2.1 ,12].....	[4]
[BAEL 91 A : 2.1 ,3].....	[5]
[BAEL 91 A : 2.1 ,2].....	[6]
[BAEL 91 A : 2.1 ,22].....	[7]
[BAEL 91 A : 4.3 ,4].....	[8]
[BAEL 91 A : 2.2.1].....	[9]
[BAEL 91 A : 2.1.2].....	[10]
[BAEL 91 A : 2.2.2].....	[11]
[RPA99/V2003 A : 7.1.1].....	[12]
[RPA99/V2003 B : 8.4.1].....	[13]
[DTR-BC A : 2.2 P63].....	[14]
[CBA93 B : 6.2.1.2].....	[15]
[CBA 93 B : 8.4.1].....	[16]
[RPA 99 P43].....	[17]
[BAEL A : 4.5.2].....	[18]
[BAEL A : 4.5.3].....	[19]
[BAEL 91/R 99 A : 5.1.2.1.1].....	[20]
[BAEL 91/R99 B : 6.5.1].....	[21]
[BAEL 91/R99 A : 5.1.1].....	[22]
[BAEL 91/R99 A : 5.4.4].....	[32]
[BAEL 99 A : 5.1].....	[24]
[BAEL 91 B : 7.5].....	[25]

[BAEL 91/R99 B : 6.4].....	[26]
[RPA 99 A : 7.2.2].....	[27]
[BAEL 91/R99 A : 7.2.1].....	[28]
[RPA99 4.1.2 P36].....	[29]
[RPA 99 4.2.2 P37].....	[30]
[RPA 99 Tableau 4.1].....	[31]
[RPA 99 Tableau 4.3].....	[32]
[RPA 99 4.7].....	[33]
[RPA 99 Tableau 4.3 P42].....	[34]
[RPA 99 Art 3.4].....	[35]
[RPA 99 frml 4.6, 4.6].....	[36]
[RPA 99 Tableau 4.6].....	[37]
[RPA 99 Art 4.3.4.4.Ap49].....	[38]
[RPA 99 Art 4.3.3.b frml 4-14 P50].....	[39]
[RPA 99 Art 4.3 P47].....	[40]
[RPA 99 Art 4.3.2.b].....	[41]
[RPA 99 Tableau 4.5 P44].....	[42]
[RPA 99 Art 4.3.7 P51].....	[43]
[RPA 99 Art 4.2.5 P46].....	[45]
[RPA 99 Art 4.2.5 frml 4-11 P46].....	[46]
[RPA 99 Art 4.2.4.4 P46].....	[47]
[RPA 99 Art 4.3.6 P50].....	[48]
[RPA 99 Art 4.2.4.4 P46].....	[49]
[RPA 99 Art 4.43 P51].....	[50]
[RPA 99 5.9 P55].....	[51]

[RPA 99 Art 7.5.2.1].....	[52]
[RPA 99 Art B.7.4].....	[53]
[BAEL 91/R99 A : 4.5.31].....	[54]
[RPA 99 Art 7.7.4.1].....	[55]
[RPA 99 Art 7.7.4.4.3].....	[56]
[RPA 99 Art 7.3.3].....	[57]

BIBLIOGRAPHIE

❖ Documents:

- RPA 99 V2003: Règlement parasismique algérienne, Ministère de l'habitat, 2003;
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, Ministère de l'habitat, 1993 ;
- BAEL91 : Béton armé états limites, Jean Perchat, 1991 ;
- Pratique de BAEL 91, J. Perchat et Roux, Édition Eyrolles Paris, 1993 ;
- D.T .R.C.2.2 : Document technique réglementaire, MELLAK HACHEMI, Ministère de l'urbanisme et de la construction.

❖ Mémoires :

- Mémoire : Étude d'un bâtiment à usage d'habitation en béton armé (contreventement mixte)
RDC+5 Etage (université de ABBAS LAGHROUR) ;
- Mémoire : Etude d'un centre culturel « SS + RDC+ 3étage » avec un contreventement mixte (université de ABBAS LAGHROUR – KHENCHELA » 2016 ;
- Mémoire : Etude d'un bâtiment R + 7 + S-SOL (selon RPA/version 2003) et analyse et Réduction de vulnérabilité sismique des structures existantes par Renforcement en PRF (université de FERHAT ABBAS- STIF) 2014.

❖ Logiciels :

- ROBOT 2020.....Analyse des structures ;
- AUTOCAD 2016.....Dessin ;
- EXPERT.....Calcul de ferrailage ;
- WORD 2010.....Traitement du texte.