REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème
Etude d'un bâtiment en (sous-sol+RDC+07étages) à usage d'habitation.

Présenté par

ALLAL Sara

GHERABLI Amira

Proposé et Dirigé par

Mr. KHELLADI Mohamed

Co-encadreuse

M^{em}. ZEMIRLINE Soulef

Promotion Juin 2023

Remerciements

Tout d'abord nous remercions avant tous « DIEU » qui nous a donné la force, la santé, le courage et la patience de pouvoir accomplir ce travail.

Tout d'abord, je tiens à remercier mon promoteur, Monsieur **Khelladi Mohamed** de m'avoir encadré et de m'avoir poussé à donner le meilleur de moi-même. Merci Monsieur pour le bon sujet que vous m'avez proposé, pour votre disponibilité et pour la confiance que vous m'avez accordée durant tous ces mois de travail.

Je tiens à remercie spécialement Ingénieur de structure **Assameur Zakaria**, pour son aide et pour toutes les informations qu'il m'a donné depuis le mémoire.

Je remercie mes chers parents et mes sœurs ; pour leur soutien, moral et financier qu'ils nous apporté tout au long de notre parcours.

Nous remercions aussi les membres de jurys qui nous font l'honneur d'avoir accepté de juger ce modeste travail.

Enfin, Merci à tous les enseignants de génie civil.

Allal Sara

Dédicaces

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde :

A Mes chers parents :

Pour leur tendresse, leurs sacrifices et leurs précieux conseils. Pour les soutenir dans les moments difficiles grâce à vous, je suis où je suis ; que dieu les gardes et préserve.

A Mes chères sœurs :

Imene en cette belle occasion en particulier, permettez-moi pour félicitation, pas comme les autres ; Une félicitation délicate qui ressemble à un bouquet de bonnes roses. Félicitations pour votre réussite de cinquième année du primaire.
Aya avec bonheur et fierté, je vous félicite pour incroyable réussite et distinction.
Bonne chance et plus de succès dans vos études.

A mes collègues :

Malak ; Khouloud ; soumia ; Adla.

Et A tous ceux que je porte dans mon cœur et je n’ai pas citer le nom.

ALLAL Sara

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة ذات استعمال اداري من الخرسانة المسلحة تتكون من (7 طوابق +طابق أرضي وتحت أرضي) ستتم بنايتها في ولاية المدية بلدية سواقي المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية " IIa " حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99 V2003) .

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

-تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية تم وفق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل وقانون الخرسانة المسلحة).

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية حيث استعمل برنامج

Sap2000V24 لحساب هيكل البناية

وبعدها تأتي مرحلة دراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات بأخذ اعتبار مقاومة التربة.

-.**الكلمات المفتاحية:** هيكل، الخرسانة المسلحة، الدراسة الزلزالية،طريقة العناصر المنتهية، الديناميكية.

Résumé

Le but principal de ce travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage habitation constitué de RDC+7 étages + sous-sol implanté dans la wilaya de Médéa commune de Souaghi, cette région a une sismicité moyenne et est classée zone IIa selon le règlement parasismique algérien RPA99 v2003.

-La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement par voile porteur.

-Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de des éléments résistants a été fait conformément aux règlements Algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 v2003).

- En utilisant le logiciel « SAP2000 v24, l'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis.

-L'étude de l'infrastructure de ce bâtiment a été faite afin de choisir le système de fondation le plus adéquat.

Mots clés : structure, béton armé, Dynamique, méthode des éléments finis, étude sismique.

Abstract

The purpose of This work is to study a reinforced concrete building for housing usage which constitutes of Ground+7 floors+ Basement, the building is located in Souaghi, province of Médéa, this area has an average seismicity and classified as zone "IIa" according to the Algerian seismic code RPA99 v 2003.

The strength of the structure under lateral and vertical loads is ensured by the mixed system (frames + shear walls).

The design and the reinforcement calculation of the structural members was established according to the Algerian codes (CBA93 and RPA99 V2003).

Using the software SAP2000 v24, the dynamic study was carried out in accordance with the numerical method which is based on finite elements.

The study of substructure of this building was carried out in order to select the most adequate.

Key words : Structure ; Reinforced concrete ; Dynamic, Finite elements method, Seismic design.

SOMMAIRE.

Remerciement
Dédicace
Résumé
Liste des figures
Liste des tableaux
Notations
Introduction générale 1
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.
I. Introduction 2
I.2. Situation du projet 2
I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage 2
I.4. Description de la structure 6
I.4.1. Plancher 6
I.4.2. Maçonneries 6
I.4.3. L'ossature 6
I.4.4. L'acrotère 6
I.4.5. Escaliers 6
I.4.6. Ascenseurs 6
I.4.7. Revêtement 6
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux 7
I.5.1. Résistance caractéristique à la compression 7
I.5.2. Résistance caractéristique à la traction 8
I.5.3. Coefficient de poisson (ν) 8
I.5.4. Module de déformation longitudinale 8
Conclusion 12
CHAPITRE II : Prédimensionnement.
II.1. Introduction 13
II.2. Prédimensionnement des planchers 13
II.3. Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 15
II.4. Les poutres 19
II.5. Prédimensionnement des poteaux 21
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité 21
II.5.2. Dimensions des poteaux (carrés) 21
II.5.3. les étapes de prédimensionnement 22

II.5.4. Calcul de l'effort normal limite 23
II.5.5. Calcul des charges revenant aux poteaux 23
II.5.5.1. Charges permanentes 23
II.5.5.2. Charges d'exploitations 23
II.5.6. Calcul de l'effort normal ultime 24
II.5.7. Vérifications de [RPA99v2003] pour les poteaux carrés 25
II.5.8. Vérification aux zones nodales 27
II.6. Prédimensionnement des voiles 27
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.
III.1. L'acrotère 29
III.1.1. Principe de calcul 29
III.1.2. Charges et surcharges 29
III.1.3. Calcul des efforts 29
III.1.4. Calcul du ferraillage 30
III.1.5. Vérification de la l'effort tranchant et la contrainte cisaillement 31
III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme 31
III.2. Plancher à corps creux 32
III.2.1. La dalle de compression 32
III.2.2. Les poutrelles 33
III.2.3. Dimensionnement des poutrelles 33
III.2.3.1. Avant coulage 33
III.2.3.2. Après le coulage de la table de compression 34
III.2.3.2.a. Détermination des sollicitations 34
III.2.3.2.b. sollicitations dans la poutrelle a trois travée (ELU) et (ELS) 36
III.2.3.2.c. sollicitations dans la poutrelle a sept travée (ELU) et (ELS) 37
III.2.4. Ferraillage des poutrelles 38
III.3. Les escaliers 42
III.3.1. Introduction 42
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier 42
III.3.3. Prédimensionnement 42
III.3.4. Evaluation des charges et surcharges 43
III.3.5. Détermination des efforts 44
III.3.6 : Calcul du ferraillage 47
III.4. Calcul de la poutre palière 50

III.4.1. Prédimensionnement 50
III.4.2. Évaluation des charges 50
III.4.3. Vérification de l'effort tranchant 51
III.5. Les balcons 52
III.5.1. Prédimensionnement 52
III.5.2. Ferraillage de balcon 54
III.5.3. Ferraillage transversal 54
III.5.4. Vérification de la flèche 55
III.6 : plancher à Dalle pleine 55
III.6.1 : Définition 55
III.6.2 : Hypothèses de calcul 55
III.6.3 : Calcul des moments 56
III.6.4 : Calcul de la dalle rectangulaire (Méthode forfaitaire) 56
III.6.5 : ferraillage de la dalle 57
III.6.6. Vérification des contrainte a L'ELS 58
III.7 : La dalle machine 59
III.7.1 :introductions 59
III.7.2 : prédimensionnement 59
III.7.3 : Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation 59
III.7.4 : Calcul des sollicitations 60
III.7.5 : Calcul du ferraillage 62
III.7.6 : vérification à L'ELS 63
III.7.7 : vérification de la flèche 64
III.7.8 : vérification de non poinçonnement 64
CHAPITRE IV: Etude Thermique.
IV.1. Introduction 65
IV.2. Effets de la température 65
IV.3. La procédure du calcul CBA 93[ART.3.3.2] 65
IV.4. Résultats du calcul 68
Conclusion 68
CHAPITRE V: Etude Dynamique.
V.1. Introduction 69
V.1.a. Introduction a l'action séismes 69
V.1.b. Introduction a l'action dynamique 69

V.2. Caractéristiques géométriques de la structure 69
V.2.1. Centre de masse 70
V.2.2. Centre de torsion 70
V.2.3. Excentricité 72
V.2.3.A. Excentricité théorique (statique 72
V.2.3.b. Excentricité accidentelle 72
V.2.3.c. Effets de la torsion accidentelle 73
V.3. Disposition des voiles 73
V.4. Vérification de l'excentricité [RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] 76
V.4.1. Centre de Masse & Centre de Rigidité 76
V.4.2. Excentricité théorique 76
V.5. Méthodes de calculs 77
V.5.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente 77
V.5.2. Condition d'application de la méthodes dynamiques 77
V.6. Choix de la méthode de calcul 77
V.6.1. La méthode d'analyse modale spectrale 78
V.6.1.1. Spectre de réponse de calcul 78
V.6.1.2. Analyses modales du modèle 81
V.7. Résultats et vérification de l'analyse dynamique 83
V.7.1. Vérification de comportement 83
V.7.2. Vérification de participation massique 84
V.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 85
V.7.4. Vérification de la stabilité au renversement 86
V.7.5. Vérification de déplacement en tête 86
V.7.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ 88
V.8. Vérification des contrainte frame 89
V.9. Vérification de l'Effort normal réduit 90
V.10. Vérification contrainte voile 90
CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux.
VI.1. Étude des éléments structuraux 92
VI.2. Ferraillage des poteaux 92
VI.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa 92
VI.2.2. Recommandations du CBA93 94
VI.2.3. Calcul des armatures 94

VI.2.3.1. Armatures longitudinales 95
VI.2.3.2. Calcul des Armatures transversales 97
VI.2.3.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale 98
VI.3. Ferraillage des poutres 99
VI.3.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa 100
VI.3.2. Calcul des armatures 100
VI.3.2.1. Armatures longitudinales 101
VI.3.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service 102
VI.3.4. Calcul des armatures transversales 102
VI.3.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants 103
VI.3.6. Vérification de la flèche 104
VI.4. Ferraillage des voiles 105
VI.4.1. Voiles pleins 105
VI.4.2. Voiles avec files d'ouvertures 105
VI.4.3. Méthode de calcul 105
Conclusion : 110
CHAPITRE VII : Etude infra structures
VII.1. Introduction 111
VII.1.2. Situation du projet 111
VII.1.3. Compagne d'investigation 111
VII.1.4. Nature du sol 111
VII.1.5. Reconnaissances du sol 111
VII.2. Choix de la fondation 112
VII.2.1. Semelle isolée 112
VII.2.1.a. Méthode de calcul 112
VII.2.1.b. Vérification du contraintes et renversement 113
VII.2.1.c. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles 113
VII.2.2. Semelle filante 114
VII.2.2.a. Dimensionnement des semelles 114
VII.2.3. Semelle filante croisée 115
VII.2.4. Radier générale 116
VII.2.4.a. Calcul des surfaces revenant aux semelles 116
VII.2.4.b. Surface nécessaire du radier 117
VII.2.4.c. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier 117

VII.2.4.d. Condition de rigidité 117
VII.2.4.e. Condition de non cisaillement 117
VII.2.4.f. Dimensionnement des nervures 118
VII.2.4.g. Ferraillage du radier 119
VII.2.4.h. Ferraillage des nervures 122
VII.2.4.i. Le calcul de D (débordement) 123
VII.3. Les longrines 124
VII.3.1. Ferraillage des longrines Selon [RPA99 Version 2003 Art.10.1.1] 125
VII.3.2. Vérification des contraintes à L'ELS 126
VII.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU / L'ACC 126
VII.4. Ferraillage des voiles périphériques 126
VII.4.1. Détermination des moments a l'ELU 127
VII.4.2. Détermination des moments a l'ELS 127
VII.4.2.a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU 127
VII.4.2.b. vérification des contraintes à L'ELS 128
VII.4.2.c. vérification de la contrainte de cisaillement 128
VII.4.2.d. calculé la charge de poussée des terres 129
Conclusion générale 130

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage**.**

FigureI.1 : FACADE PRINCIPALE 3
Figure I.2 : Coupe A-A....4
FigureI.3 : Vue en plan R. D.C 5
Figure I.4 : diagramme contrainte – Déformation du béton 9
Figure :I.5 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier 10

CHAPITRE II : Prédimensionnement.

Figure II.1 : dimensionnement de plancher à corps creux 14
Figure II.2 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite)....15
Figure II.3 : composants d'un plancher terrasse 16
Figure II.4: Composants d'un plancher courant 17
Figure II.5 : Composants de la dalle terrasse 18
Figure II.6 : Composants de la dalle d'étage 19
Figure II.7 : Dimensionnement de la poutre 19
Figure II.8: Le poteau le plus sollicité 21
Figure II.9 : Le poteau le plus sollicité 25
Figure II.10 : Coupe de voile en plan (gauche) et voile en 3D (droite)....28
Figure II.11 : plan de coffrage plancher courant 28

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III.1 : Schéma de l'acrotère....29
Figure III.2 : Section de béton armé a L'ELU 30
Figure III.3 : ferraillage de l'acrotère 32
Figure III.4 : schéma statique des poutrelles....33
Figure III.5 : poutrelle a trois travées 36
Figure III.6 : poutrelle a sept travées 37
Figure III.7 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)....41
Figure III.8 : escalier droit à deux volés (voir le plan) 42
Figure III.9: représente dimensionnement d'escalier 43
Figure III.10: Un schéma statique d'escalier 44
Figure III.11. Diagramme retenu des moments et l'effort tranchant à L'ELU 45
Figure III.12. Diagramme retenu des moments à L'ELS 46
Figure III.13. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS 47
Figure III.14. Ferraillage d'escalier coupe B-B (voir plan AUTOCAD) 49
Figure III.15. Poutre palière (voir plan)....50

Figure III.16. Ferraillage de la poutre palière 52
Figure III.17. Balcon encastrée sur un seul coté 52
Figure III.18 : Dimensions de la dalle machine 59
Figure III.19 : Les lignes de rupture 61

CHAPITRE IV : étude thermique.

Figure IV.1 : températures et précipitation moyennes 66
Figure IV.2 : déclaration de T par linéaires statique 66
Figure IV.3 : déclaration de T par type température 67
Figure IV.4 : déclaration de T 67

CHAPITRE V : Etude Dynamique.

Figure V.1 : Propagation de l'onde séisme 69
Figure V.2 : Dimension des voiles et poteaux 71
Figure V.3 : 1ére disposition des voiles 74
Figure V.4 : 2ére disposition des voiles 74
Figure V.5 : 3ére disposition des voiles 74
Figure V.6 : 4ére disposition des voiles (disposition finale) 75
Figure V.7 : Position du centre de masse et centre de rigidité 75
Figure V.8 : La courbe de spectre de réponse 81
Figure V.9 : Mode 1 83
Figure V.10 : Mode 2 83
Figure V.11 : Mode 3 84

CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux.

Figure VI.1 : ferraillage des poteaux 99
Figure VI.2 : ferraillage des poutres, a gauche PS et à droite PP 104
Figure VI.3 : ferraillage des poutres secondaires à l'étude thermique 105
Figure VI.4 : Les voiles 106
Figure VI.5 : Les armatures transversales et les épingles 107
Figure VI.6 : La zone de recouvrement des voiles 107
Figure VI.7 : ferraillage voile 3 109
Figure VI.8 : ferraillage voile 2 109
Figure VI.9 : ferraillage de Linteau 110

CHAPITRE VII : Etude Infra structure

Figure VII.1 : Les bulles de pression sous la semelle. 113
Figure VII.2 : plan de semelle isolé. 114
Figure VII.3 : plan 1 de semelle filante croisé. 115

Figure VII.4 : plan 2 de semelle filante croisé……116
Figure VII.5 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux. 118
Figure VII.6 : plan de radier générale. 123
Figure VII.7 : schéma statique de la charge repartie sous le débord de radier. 123
Figure VII.8 : Ferraillage de la longrine. 126
FigureVII.9 : plan de Ferraillage des voiles périphériques. 128
Figure VII.10 : La charge de poussée des terres dans le sous-sol. 129

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I.1 : Résistance F_{c28} du béton à 7.14 et 90 jours 8
Tableau I.2 : les aciers utilisé 10

CHAPITRE II : Prédimensionnement.

Tableau II.1 : Charge permanent du mur simple cloison 15
Tableau II.2 : Charge permanente du mur double cloison 15
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse 16
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant 17
Tableau II.5 : Charge permanente plancher terrasse 18
Tableau II.6 : Charge permanente étage courant 19
Tableau II.7 : prédimensionnement des poteaux 21
Tableau II.8 : Calcul de l'effort normal limite (poteau carré) 23
Tableau II.9 : Calcul des charges permanentes 23
TableauII.10 : calcul des charges d'exploitations 24
Tableau II.11 : Calcul l'effort normal ultime 24
Tableau II.12 : Vérification conditions [RPA99v2003] 25
Tableau II.13 : Calcul de l'effort normal limite 25
Tableau II.14 : Calcul des charges permanents 26
Tableau II.15 : calcul des charges d'exploitations 26
Tableau II.16 : Calcul l'effort normal ultime 26
Tableau II.17 : Vérification des conditions [RPA99v2003] 27
Tableau II.18 : Vérification aux zones nodale 27

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III .1 : Tableau des efforts 29
Tableau III.2 : Tableau des efforts 29
Tableau III .3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux 30
Tableau III .4 : calcul des armatures 31
Tableau III .5 : vérification a L'ELS 31
Tableau III .6: vérification l'effort tranchant et cisaillement 31
Tableau III.7 : Les charges de la poutrelle avant coulage 33
Tableau III.8 : calcul des moments 34
Tableau III.9 : Détermination le nombre des étaiements 34
Tableau III.10: donne les charges, surcharges et efforts aux ELU et ELS 34

Tableau III.11: Terrasse ELU a trois travées 36
Tableau III.12: Terrasse ELS a trois travées 36
Tableau III.13: étage courant ELU a trois travées 36
Tableau III.14: étage courant ELS a trois travées 37
Tableau III.15: Terrasse ELU a sept travées 37
Tableau III.16: Terrasse ELS a sept travées 37
Tableau III.17: étage courant ELU a sept travées 38
Tableau III.18: étage courant ELS a sept travées 38
Tableau III.19: résultat des sollicitations 38
Tableau III.20 : les données 40
Tableau III.21 : vérification de L'ELS 40
Tableau III.22 : vérification préliminaire de la flèche des poutrelles 41
Tableau III.23: Charges et surcharge de paillasse 43
Tableau III.24 : Charges permanentes sur le palier 44
Tableau III.25: Combinaison des charges de l'escalier 44
Tableau III.26 : Les résultats de la flexion simple 44
Tableau III.27 : vérification de l'espacement 48
Tableau III.28 : vérification a L'ELS 48
Tableau III.29 : Les résultats des efforts 51
Tableau.III.30 : Les résultats du ferraillage de la poutre palière 51
Tableau.III.31 : Vérification des contraintes de la poutre palière 51
Tableau.III.32 : Vérification de l'effort tranchant 51
Tableau III.33 : Charge permanente du balcon 53
Tableau.III.34 : Les résultats du ferraillage balcon l'ELU 54
Tableau.III.35 : vérification de la flèche du balcon 55
Tableau III.36 : vérification des contraintes L'ELS 58
Tableau III.37 : charges permanentes 59
Tableau III.38 : Les charges concentrées 60
Tableau III.39 : Détermination des chargements de la dalle 60
Tableau III.40 : Les données 62
Tableau III.41 : Calcul des sections d'acier de la dalle 62
Tableau III.42 : Calcul de Mser 63
Tableau III.43: Vérification à L'ELS 64

CHAPITRE IV : Etude thermique.

Tableau IV.1 : étude thermique 68
Tableau IV.2 : Ferraillage des poutres porteuses selon 1.35G+1.5Q+0.8T 68
Tableau IV.3 : Ferraillage des poutres porteuses selon 1.35G+1.5Q+0.8T 68

CHAPITRE V: Etude Dynamique.

Tableau V.1 : Calcule de centre de masse 70
Tableau V.2 : Calcule de centre de torsion 71
Tableau V.3 : Calcule d'excentricité 72
Tableau V.4 : Calcule d'excentricité 73
Tableaux V.5 : Calcule d'excentricité totale 73
Tableau V.6: Centre de Masse & Centre de Rigidité 76
Tableau V.7: Calcule d'excentricité théorique 76
Tableau V.8 : Facteur de qualité 79
Tableau V.9 : vérification suivant sens X 79
Tableau V.10 : Les Valeurs en pourcentage suivant X 80
Tableau V.11 : vérification suivant sens Y 80
Tableau V.12 : Les Valeurs en pourcentage suivant Y 81
Tableau V.13 : valeurs du coefficient CT 82
Tableau V.14 : Récapitulatif de finale 82
Tableau V.15 : vérification des périodes 82
Tableau V.16 : Résultat finale de facteur d'amplification [RPA99v2003 ART4.2] 82
Tableau V.17 : Le comportement des trois premiers modes 84
Tableau V.18 : Coefficient de participation 84
Tableau V.19 : Calcul de la force sismique 85
Tableau V.20 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x. 87
Tableau V.21 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y 87
Tableau V.22 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant X-Y. 88
Tableau V.23 : Vérification des contrainte frame 89
Tableau V.24 : Vérification des poteaux 90
Tableau V.25 : Vérification des voiles 91

CHAPITRE VI : Étude des éléments structuraux.

TableauVI.1 : calcul les armatures longitudinales. 95
TableauVI.2 : vérification des contraintes à ELS. 96
TableauVI.3 : ferraillage transversale des poteaux. 98
TableauVI.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales. 98

TableauVI.5 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux. 99
TableauVI.6 : Les données de calcul. 100
TableauVI.7 : Ferraillage longitudinal des poutres principales. 101
TableauVI.8 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires. 101
TableauVI.9 : Ferraillage pour les poutres d'étude thermique. 101
TableauVI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales. 102
TableauVI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires. 102
TableauVI.12 : Vérification à l'ELS des poutres secondaires d'étude thermique. 102
TableauVI.13 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements. 103
TableauVI.14 : Calcul de $\overline{\tau u}$. 103
TableauVI.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales. 103
TableauVI.16 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires. 103
TableauVI.17 : Vérification de la flèche des poutres. 104
TableauVI.18 : Armatures verticales dans les voiles. 107
TableauVI.19 : calcul des armatures horizontales dans des voiles (V1,V2,V3). 108
TableauVI.20 : Armatures verticales dans les trumeaux. 108
TableauVI.21 : Armatures horizontales dans les trumeaux. 108
TableauVI.22 : Calcul des armatures dans les linteaux. 109
TableauVI.23 : Calcul des armatures horizontales. 109

CHAPITRE VI : Étude infra structure.

Tableau VII.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 112
Tableau VII.2 : Vérification de la contrainte sous semelle. 113
Tableau VII.3 : Dimensionnement des semelles filantes à L'ELS. 115
Tableau VII.4 : vérification du chevauchement entre les semelles filantes. 115
Tableau VII.5 : vérification Les semelles filantes croisées. 115
Tableau VII.6 : Détermination des efforts à L'ELU……120
Tableau VII.7 : Détermination des efforts à L'ELS……..….120
Tableau VII.8 : Tableau récapitulatif du ferraillage de radier……121
Tableau VII.9 : Les résultats du ferraillage de nervure suivant (x-x). 122
Tableau VII.10 : Les résultats du ferraillage de nervure suivant (y-y). 122
Tableau VII.11 : vérification des contraintes. 122
Tableau VII.12 : le choix de la section d'acier de débord a l'ELU. 124

Tableau VII.13 : le choix de la section d'acier de débord a l'ELU. 124
Tableau VII.14 : coefficient en fonction de la zone sismique. 125
Tableau VII.15 : La section calculée d'armatures longitudinale des longrines. 125
Tableau VII.16 : La section choisie d'armatures longitudinale des longrines. 125
Tableau VII.17 : Vérification des contraintes normale. 126
Tableau VII.18 : Vérification des contraintes de cisaillement de longrine. 126
Tableau VII.19 : Calcul des armatures du voile périphérique l'ELU..... 127
Tableau VII.20 : Vérifications des armatures du voile périphérique l'ELS. 128

Liste des notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$\mathbf{A_{max}}$, $\mathbf{A_{min}}$: Section d'acier maximale et minimale.

A : Section d'un cours d'armatures transversales.

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

Ac : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.).

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W : poids.

T : température étude thermique.

Minuscules romaines :
h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
bo : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
Lf : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.
Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.
Sv : Espacement des armatures verticales.

Majuscules grecqu**es :**
Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
Minuscules grecques :
α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.0
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
ζ : Contrainte normale.
η : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.
Autres notations :
A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master. Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un bâtiment situé dans la willaya de Médéa commune de Souaghi, classé en zone IIa. à usage habitation, et constitué d'un rez-de-chaussée et 07 étages plus sous-sol.

L'étude de ce bâtiment a été menée selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.
- Le deuxième chapitre traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, maçonnerie, les escaliers, les poutres, les poteaux et les voiles.
- Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
- Le quatrième chapitre on a fait l'étude thermique d'un bâtiment.
- Le cinquième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale en utilisant le logiciel de calcul structurel « SAP 2000 v 24 ». En présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du sixième chapitre.
- Septième chapitre, le calcul de l'infrastructure (fondations).

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I. Introduction :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un Bâtiment à usage d'habitation Individuelle (sous-sol+RDC+7étages) en béton armé contreventé par des voiles porteurs.

I.2. Situation du projet :

Immeuble situé à la wilaya de MEDEA commune de SOUAGHI classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003), comme une zone de moyenne sismicité (zone II a).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé "CBA93".
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".
- Le règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003".

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

Dimension en élévation :

La hauteur totale de la structure est de 25.60 m

- Hauteur des étages est : 3.20m.
- Hauteur de RDC 3.20 m

Dimension en plan :

- Sens transversal Lx =28.10 m.
- Sens longitudinal Ly = 18.30 m.



FigureI.1 : FACADE PRINCIPALE.

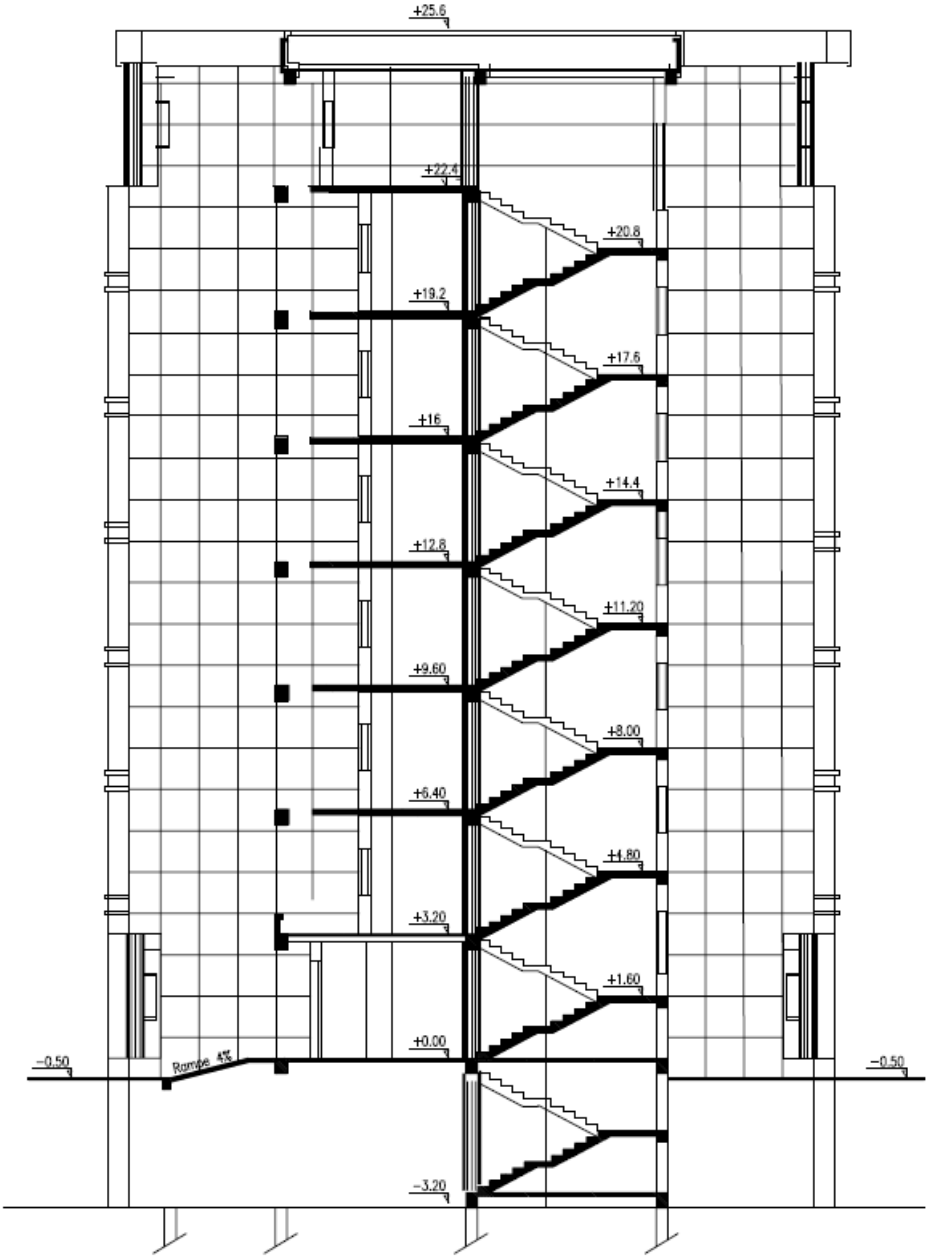
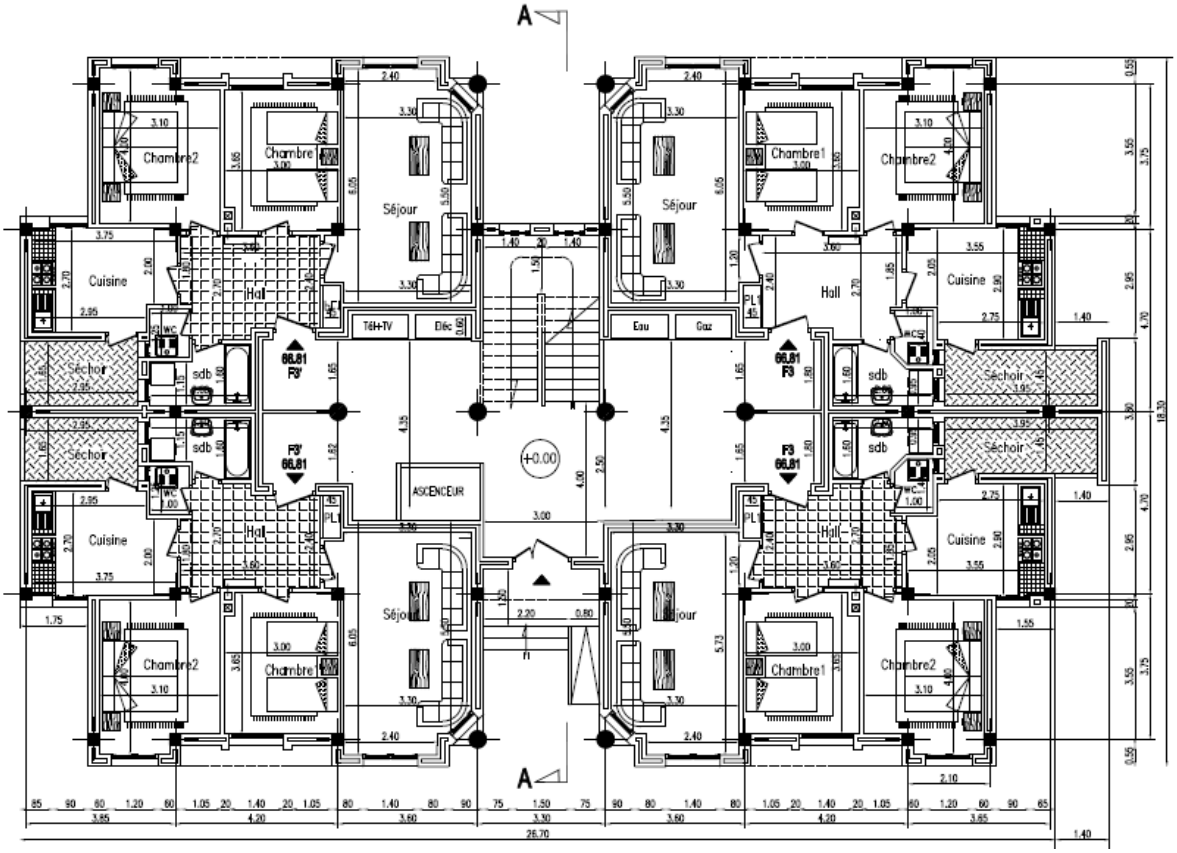


Figure I.2 : Coupe A-A.



FigureI.3 : Vue en plan R. D.C.

I.4. Description de la structure :

I.4.1. Plancher :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseurs relativement faibles par rapport aux deux autres dimensions de la structure à savoir les poteaux et les voiles.

Notre bâtiment comporte deux types de plancher : plancher corps creux avec poutrelles préfabriquées (hourdis nervures) pour les formes régulières coulées sur place et planchers en dalle pleine pour les formes régulières recevant de grandes charges et formes irrégulières.

I.4.2. Maçonneries :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide, Elles sont composées de :

- Une cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs :

Cloisons de séparation entre les chambres de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3. L'ossature :

Le contreventement est mixte (portique auto stable +voiles).

I.4.4. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm voir [RPA 99 version 2003] d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.4.5. Escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier à deux volées droites avec paliers intermédiaires.

I.4.6. Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du sous-sol au $7^{éme}$ étage

I.4.7. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Du carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.

- Mortier de ciment pour crépissages des murs intérieurs et façades.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux :

- **Le béton :**

a) Définition :

Le béton est obtenu par un mélange en quantité et en qualité convenable du ciment selon les proportions appropriées, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais elle est mauvaise à la traction, pour cela on introduit des armatures au niveau des parties tendues pour avoir un béton armé résistant.

b) composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats différents dimensions d/D (sables et pierraille) , de l'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau artificiel de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du ciment et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et la température de cuisson du mélange et d'un procédé de fabrication.
- Le béton est constitué de deux types de granulats qui doivent être propres et dépourvu d'impureté :
    1. Sable de dimension d/D inférieure à 0/3mm.
    2. Gravier de dimension d/D inférieure à 15/25mm.
- L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur la réaction du mélange chimique et la cohésion des éléments.

c) préparation du béton :

Le laboratoire doit établir un rapport sur la composition du béton et une courbe granulométrique des agrégats existant sur chantier.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

On appelle dosage le poids di liant Employé pour réaliser un mètre cube de béton.

- **Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003]**

D'après le rapport du sol : δ=1,0 bar.

I.5.1. Résistance caractéristique à la compression :

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$F_{cj} = \frac{J}{4.76+083J} F_{c28}$ pour $F_{c28} \leq 40Mpa$

$F_{cj} = \frac{J}{1.4+0.95J} F_{c28}$ pour $F_{c28} > 40Mpa$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à 1.10 F_{c28} à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Tableau I.1 : Résistance F_{c28} du béton à 7.14 et 90 jours.

F_{c28}	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 Jours	13.7	17.9	18.8	21.4	2506	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

I.5.2. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " F_{tj}" est déterminée par trois essais :

1. En traction directe.
2. En traction par fendage.
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

$F_{tj}=0.6+0.06f_{cj}$ avec : F_{cj} et F_{tj} en Mpa

I.5.3. Coefficient de poisson (ν) :

$\nu = \frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta a/a}{\Delta i/i}$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple ; (Flambement transversal "Δa "raccourcissement longitudinal " Δi ").

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

ν= 0,2 pour le calcul des déformations (ELS).

ν= 0 pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.5.4. Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

E_{ij} (MPA) = 11000 $(F_{cj})^{1/3}$

- Principe de calcul selon le règlement C.B.A 93 :
  Il existe deux états limites :

1. Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
   - L'équilibre statique.
   - L'ouverture des fissures.
   - La stabilité de forme.
2. Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
   - La compression du béton.
   - L'ouverture des fissures.
   - La déformation DETAILS.

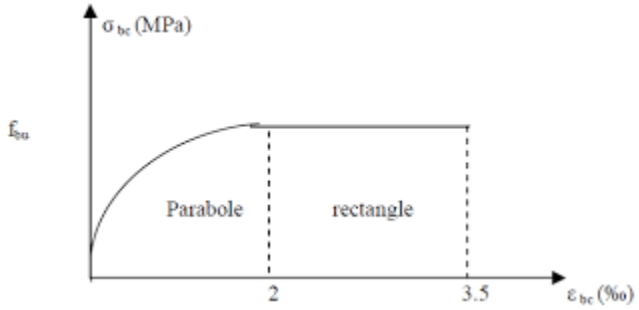


Figure I.4 : diagramme contrainte – Déformation du béton.

- **A l'ELU de Résistance**

I-Contrainte du béton en compression :

La contrainte ultime du béton en compression δ_{bc} est donnée par la formule :

$$\bar{\delta}_{bc}=\frac{0.85\ F\ cj}{\theta\ .\ \gamma\ b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité tel que :

- ✓ γ_b =1.5 pour une combinaison fondamentale.
- ✓ γ_b=1.15 pour une combinaison accidentelle.

Θ=1 lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à24 heures.

Θ=0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.

Θ=0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

II-Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau u}$=min $\left\{\frac{0.2\text{F cj}}{\gamma\ b}, 5\ Mpa\right\}$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau u}=\min\left\{\frac{0.15\ f\ cj}{\gamma\ b}, 4Mpa\right\}$$

Acier :

L'acier est utilisé au niveau des parties tendues du bêton et se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance (module d'Young) ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

a) Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Les aciers utilisé.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre(mm)	Fe (MPA)	E(MPA)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE215	Φ6 et Φ8	215	$2.1*10^5$
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE400	$T\geq10$	400	$2.1*10^5$
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	$0\leq\Phi\leq6$	520	$2.1*10^5$

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$[E_s=2.10^5$ MPA].

c) Contrainte limite de l'acier :

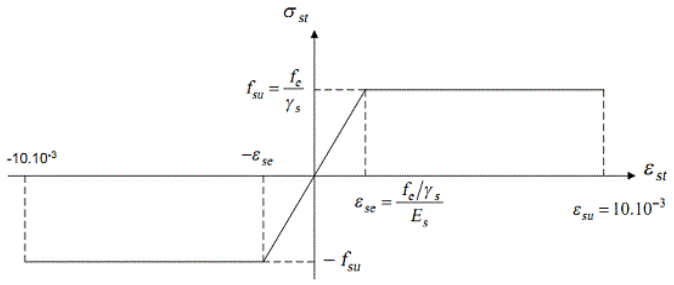


Figure :I.5 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier.

d) A L'E.L. U :

La contrainte limite de l'acier est : $\overline{\delta s} = \frac{F e}{\gamma s}$

Avec :

$\overline{\delta s}$: Contrainte de l'acier.

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité. $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 \ situation\ durable \\ 1 \ situation\ accidentelle \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite.

$\varepsilon_s = S\ Fe/\gamma_s .E_s$ d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

e) A L'E.L.S :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\delta bc} = 0.6\ F_{cj}$.

A l'état ultime de service δb doit être inférieure à $\overline{\delta b}$.

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\delta s} = \min [2\frac{Fe}{3} ; 110\sqrt{n\ F_{tj}}]$ Mpa
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\delta s} = \min [\frac{Fe}{2} ; 90\sqrt{n\ F_{tj}}]$ Mpa

Avec :

n : Coefficient de fissuration tel que :

$n = \begin{cases} 1 & pour\ les\ ronds\ lisses\ et\ les\ treillis\ soudés \\ 1.6 & pour\ les\ armateures\ à\ haute\ adhérance \end{cases}$

- **Les règlements utilisent :**
  - RPA 99 version 2003.
  - CBA 93.
  - DTR.

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

F_{c28} =25Mpa

F_{t28}= 2.1Mpa

FeE400, Fe =400Mpa : pour les armatures longitudinales

FeE400, Fe =400Mpa : pour les armatures transversales.

CHAPITRE II

Prédimensionnement

II.1. Introduction :

Le but du prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du règlement parasismique Algérien et (RPA99 Version 2003 et du CBA93). Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications pendant la phase de calcul.

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire qui estime approximativement les dimensions des éléments résistance de la structure et qui détermine les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des éléments porteurs, les éléments portés et les fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment à savoir :

- Les planchers ;
- Les poutres (poutres principales et poutres secondaires) ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

II.2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux ;
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs ;
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ;
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont à utiliser :

- Planchers à corps creux.
- Dalles pleines.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes :

- $L/20 \geq ht \geq L/25$
- Et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ✓ L : La portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ✓ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.70 m

$470/20 \leq ht \leq 470/25 \quad \Rightarrow \quad 23.5\ cm \leq ht \leq 18.8$

$ht \geq 470/22.5 \quad \Rightarrow \quad ht \geq 20.88$ cm

Selon le calcul préliminaire nous adoptons un plancher (16+4) cm

$\Rightarrow ht = 20cm$

Dont : $ht = 16$ cm (la dimension de notre poutrelle).

$e=4cm$ (comme table de compression).

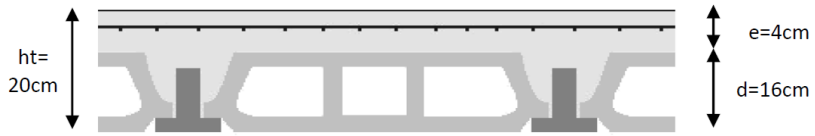


Figure II.1 : dimensionnement de plancher à corps creux.

II.2.2. Les dalles pleines :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

Critère de résistance :

⇒ Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis ……. [1]

$(Lx/45) \leq ep \leq (Lx/40)$

⇒Dalle reposant sur deux appuis :

$(Lx/35) \leq ep \leq (Lx/30)$

Où : $\begin{cases} ep: épaisseur\ de\ la\ dalle \\ L: la\ plus\ grande\ portée\ mesurée\ entre\ nu\ d'appui. \end{cases}$

Sécurité contre l'incendie :

$ep=7cm$: pour assurer un coupe-feu d'une heure.

$ep=11cm$: pour assurer un coupe-feu de deux heures.

- Critère de résistance : $140/45 \leq ep \leq 140/40 \Rightarrow 3.11 \leq ep \leq 3.5$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11 cm peut assurer un coupe-feu de deux heure

  ep=7cm peut assurer un coupe-feu d'une heure
- Condition d'isolation acoustique : ep =15cm

Conclusion :

On adopte la dimension de la dalle conformément aux critères émanant des règlements et les conditions d'acoustiques et cela pour toutes raisons de sécurité.

A cet effet on adoptera pour la dalle plaine : ep = 15cm

II.3. Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1 : Charge permanent du mur simple cloison.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	1.62

Tableau récapitulatif des valeurs des charges permanentes concernant les murs de simples cloisons.

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II.2 : Charge permanente du mur double cloison.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	2.52

Tableau récapitulatif des valeurs des charges permanentes concernant les murs de doubles cloisons.



Figure II.2 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite).

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Plaque de liège	0.03	-	0
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Plancher corps creux	0.16+0.04		2.80
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**6.4**

- Surcharge d'exploitation $Q=1KN/m^2$ la terrasse inaccessible

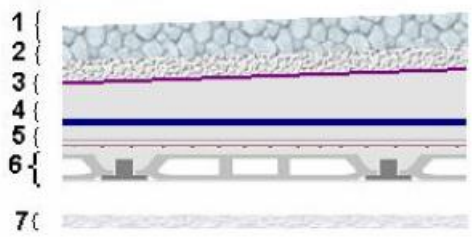


Figure II.3 : composants d'un plancher terrasse.

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible $Q=1\ KN/m^2$.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04		2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Mur simple cloison	0.1		1.62
Charge permanente G				5.96

Tableau récapitulatif des valeurs des charges permanentes concernant les plancher courant.

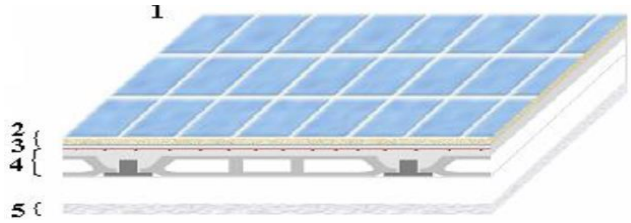


Figure II.4: Composants d'un plancher courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Le plancher courant a usage d'habitation : $Q=1.50\ KN/m^2$.

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.a. plancher Terrasse :

Tableau II.5 : Charge permanente plancher terrasse.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				7.51

Tableau récapitulatif des valeurs des charges permanentes concernant les plancher terrasse de la dalle pleine.

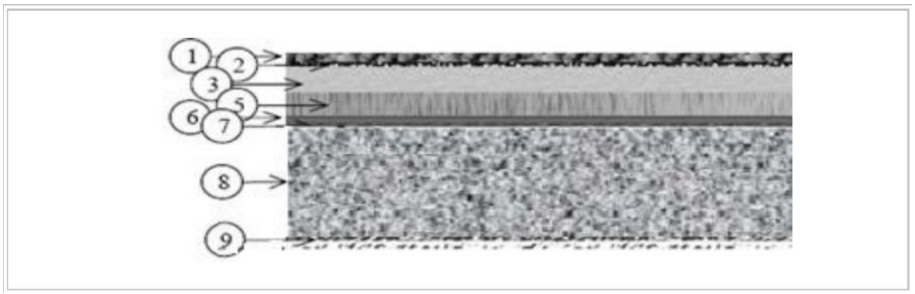


Figure II.5 : Composants de la dalle terrasse.

II.3.4.b. Etage courant :

Tableau II.6 : Charge permanente étage courant.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Cloison légère	0.01	-	1.62
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				7.07

Tableau récapitulatif des valeurs des charges permanentes concernant les plancher courant de la dalle pleine.

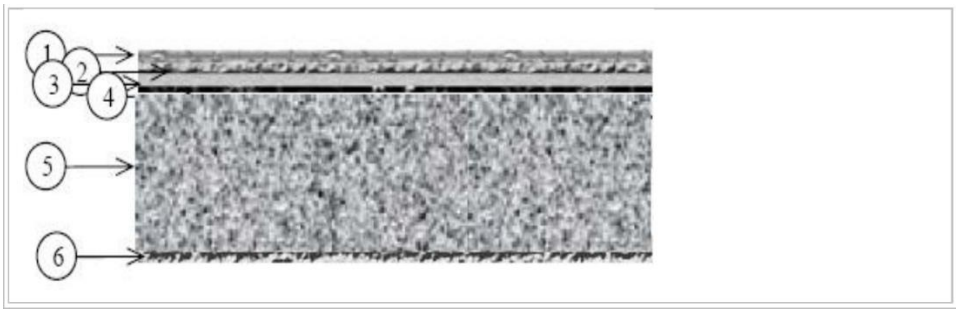


Figure II.6 : Composants de la dalle d'étage.

II.4. Les poutres :

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

II.4.1. Prédimensionnement des poutres :

Leur prédimensionnement s'effectuer par des formules données par les [Ouvrage en BA].

Les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par les règlements parasismiques Algérien (RPA99) et le règlement (CBA93) à partir de L

L : La plus grande portée mesurée a nu d'appuis comme suit :

$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$ et $\Rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.7h$

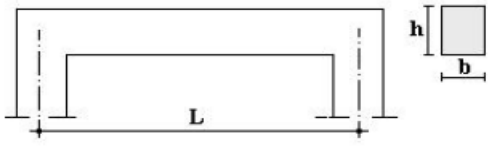


Figure II.7 : Dimensionnement de la poutre.

Avec :

L_{max} : La portée maximale de la poutre (entre nus).

H : La hauteur de la poutre.

B : La largeur de la poutre.

$3.9/15 \leq h \leq 3.9/10 \Rightarrow 26 \leq h \leq 39 \Rightarrow h=30$ cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 9 \leq b \leq 21 \Rightarrow b=30$ cm

Et pour la zone II_a (Zone moyenne sismicité), Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

$H=30 \geq 30$ cm

$B=30 \geq 20$ cm

$h/b = 1 \leq 4$

$b_{max} \leq 1.5\ h + b_1$

II.4.1.a. Les poutres principales :

$L_{max}=4.70m \Rightarrow 470/15 \leq h \leq 470/10 \Rightarrow 31.33 \leq h \leq 47$

- On prend : h=35cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5$

- On prend : b=30cm conformément au règlement article
- Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b = 30cm \geq 20cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ h = 35cm \geq 30cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

- Donc on opte pour une poutre de section (30*35)

Vérifications de la flèche : Art [B.6.5]

$F=\frac{5*p*L^4}{384*E*I}$ =0.0015cm < F_{limt}=L/1000 +0.5=0.97cm

Alors les poutres principales (porteuses) on adoptera la section suivante (30*35).

II.4.1.b. Les poutres secondaires :

- L_{max} =4.20m ⇒ 420/15≤h≤420/10 ⇒ 28≤h≤42
- On prend : h=35cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5$

- On prend :b=30cm
- Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b = 30cm \geq 20cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier \\ h = 35cm \geq 30cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier \\ \frac{h}{b} = 1.16cm \leq 4cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier \end{cases}$$

- Donc on opte pour une poutre de section (30*35)

II.5. Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1.35G+1.5Q). [**Vérification selon le RPA99]**

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité : (voir le plans)

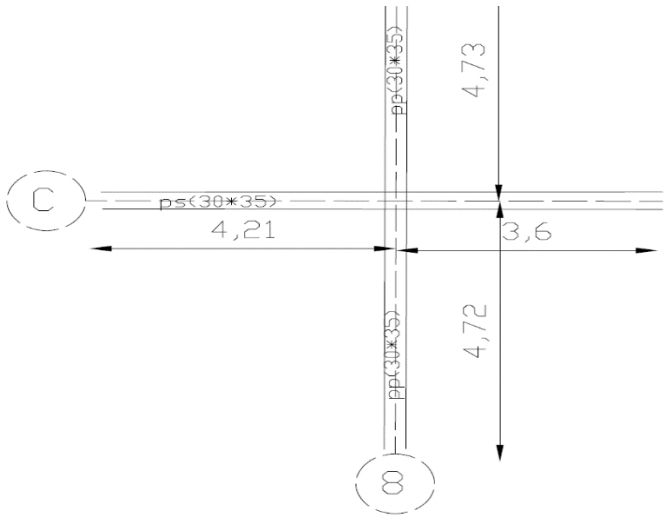


Figure II.8: Le poteau le plus sollicité.

II.5.2. Dimensions des poteaux :

- **Les poteaux carrés :**

Tableau II.7 : prédimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage	7 éme	6émé	5éme	4éme	3éme	2éme	1ére	RDC	Sous-sol
Dimension du poteau	30*30	30*30	35*35	35*35	40*40	40*40	45*45	45*45	45*45

La surface complète du plancher :

St= (1.95+1.66+0.3) *(2.2+2.2+0.3)

St=18.37m^2

La surface du plancher seulement :

Sp= (1.66*2.2)+(1.95*2.2)+(2.2*1.66)+(1.95*2.2)

Sp=15.88m^2

Donc finalement on a : St=18.37m^2 et Sp=15.88m^2

II.5.3. Les étapes de prédimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Vérification : $NU \leq \alpha\left(\frac{Br.fc28}{0.9\,\gamma b} + As\frac{fe}{\gamma s}\right)$

Avec :

A :la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul A=B/1000

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6(50/\lambda)^2 \qquad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

λ : λ =Lf /i : C'est l'élancement mécanique

Lf=0.7L_0 : C'est la longueur de flambement

i = b/$\sqrt{12}$ et I = h*b^3/12 (poteau carré)

II.5.4. Calcul de l'effort normal limite :

Tableau II.8 : Calcul de l'effort normal limite (poteau carré).

Etage	B_1(cm)	H_1(cm)	B_r(cm^2)	F_{c28}	L_f(m)	λ	α	A_s(cm^2)	N_{limite} (KN)
7eme	30	30	78400	25	2.26	48.08	0.617	0.9	9151.06
6émé	30	30	78400	25	2.26	48.08	0.617	0.9	9151.06
5émé	35	35	108900	25	2.26	38.30	0.686	1.22	14125.43
4émé	35	35	108900	25	2.26	38.30	0.686	1.22	14125.43
3émé	40	40	144400	25	2.26	30.95	0.735	1.60	20063.56
2émé	40	40	144400	25	2.26	30.95	0.735	1.60	20063.56
1émé	45	45	184900	25	2.26	25.92	0.766	2.025	26767.93
RDC	45	45	184900	25	2.26	25.92	0.766	2.025	26767.93
Sous-sol	45	45	184900	25	2.26	25.92	0.766	2.025	26767.93

Tableau récapitulatif des valeurs de l'effort normal limite des poteaux carrés.

II.5.5. Calcul des charges revenant aux poteaux :

II.5.5.1. Charges permanentes :

Tableau II.9 : Calcul des charges permanentes.

Etage	H	$G_{plancher}$	G_{pp}	G_{ps}	G_{poteau}	G_{totale}	$G_{cumulé}$
7émé	3.20	101.632	11.55	9.476	7.2	129.85	129.85
6émé	3.20	94.64	11.55	9.476	7.2	122.86	252.71
5émé	3.20	94.64	11.55	9.476	9.8	122.86	375.57
4émé	3.20	94.64	11.55	9.476	9.8	122.86	498.43
3émé	3.20	94.64	11.55	9.476	12.8	122.86	621.29
2émé	3.20	94.64	11.55	9.476	12.8	122.86	744.15
1ére	3.20	94.64	11.55	9.476	16.2	122.86	867.01
RDC	3.20	94.64	11.55	9.476	16.2	122.86	989.87
Sous-Sol	3.20	94.64	11.55	9.476	16.2	122.86	1112.73

Tableau récapitulatif le calcul des charges permanentes des poteaux carré.

II.5.5.2. Charges d'exploitations :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

$$Q_0 + \ldots + \frac{3+n}{2n} \sum Qn$$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$à partir du cinquième étage

- Plancher terrasse : Q=1*18.37=18.37 KN
- Plancher étages et RDC : Q=1.5*18.37=27.55 KN

Tableau II.10 : calcul des charges d'exploitations.

Etage	Q plancher (KN)	$\sum surcharges$	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
7éme	1	Q_0	18.37	18.37
6éme	1.5	Q_0+Q_1	27.55	45.92
5éme	1.5	$Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$	27.55	70.71
4éme	1.5	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	27.55	92.75
3éme	1.5	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	27.55	112.04
2éme	1.5	$Q_0+0.80(Q_1+\ldots\ldots+Q_5)$	27.55	128.57
1éme	1.5	$Q_0+0.75(Q_1+\ldots..+Q_6)$	27.55	142.34
RdC	1.5	$Q_0+0.70(Q_1+\ldots..+Q_7)$	27.55	153.36
Sous-sol	1.5	$Q_0+0.65(Q_1+\ldots..+Q_8)$	27.55	161.63

Tableau récapitulatif le calcul des charges d'exploitations des poteaux carré.

II.5.6. Calcul de l'effort normal ultime :

Tableau II.11 : Calcul l'effort normal ultime.

Etage	NG	NQ	Nu	1,1NU	N_{limite} (KN)	Vérification
7éme	129,85	18,37	202,8525	223,13775	9151.06	C.V
6éme	252,71	45,92	410,0385	451,04235	9151.06	C.V
5éme	375,57	70,71	613,0845	674,39295	14125.43	C.V
4éme	498,43	92,75	812,0055	893,20605	14125.43	C.V
3éme	621,29	112,04	1006,8015	1107,48165	20063.56	C.V
2éme	744,15	128,57	1197,4575	1317,20325	20063.56	C.V
1éme	867,01	142,34	1383,9735	1522,37085	26767.93	C.V
RDC	989,87	153,36	1566,3645	1723,00095	26767.93	C.V
Sous-sol	1112,73	161,63	1744,6305	1919,09355	26767.93	C.V

II.5.7. Vérifications de [RPA99v2003] pour les poteaux carrés :

Tableau II.12 : Vérification conditions [RPA99v2003].

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥25 cm	Min (b_1,h_1)≥he/20	1/4≤b_1/h_1≤4	Vérification
30*30	Min (30,35) ≥25cm	Min (30,30)≥16cm	1/4≤1≤4	**Vérifiée**
35*35	Min (35,35) ≥25cm	Min (35,35)≥16cm	1/4≤1≤4	**Vérifiée**
40*40	Min (40,40) ≥25cm	Min (40,40)≥16cm	1/4≤1 ≤4	**Vérifiée**
45*45	Min (45,45) ≥25cm	Min (45,45)≥16cm	1/4≤1≤4	**Vérifiée**

Tableau récapitulatif des vérifications par [RPA99v2003] pour les poteaux carrés.

- **Les poteaux circulaires :**

  Même procédure de calcul

$i=\frac{D}{4}$ et $Br=\frac{л(D-2)^2}{4}$

Tableau II.13 : Calcul de l'effort normal limite.

	Dimension	Br	λ	α	A(mm^2)	$\overline{Nu}$
Pour tous les étages	45	157552.64	20.08	0.79	158	23483520.4

Tableau récapitulatif l'effort normal limite pour les poteaux circulaires.

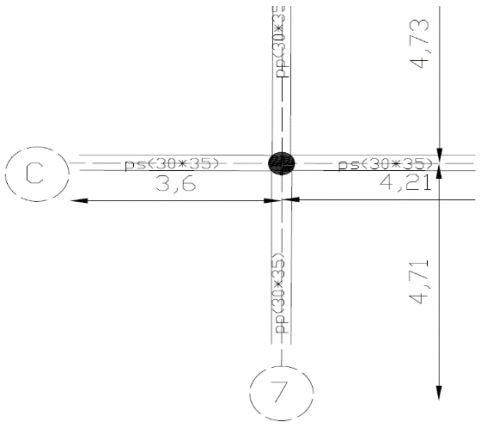


Figure II.9 : Le poteau le plus sollicité.

St= (1.57+0.45+1.875)*(2.125+0.45+2.125)

St=18.30 m^2

Sp = (1.875*2.125)+(1.875*2.125)+(1.57*2.125)+(1.57*2.125)

SP=14.64 m^2

Tableau II.14 : Calcul des charges permanents.

Etage	$G_{plancher}$	G_{pp}	G_{ps}	Gp	Gtot	**$G_{cumulé}$**
7éme	93.69	11.15	9.04	12.71	126.59	126.59
6éme	87.25	11.15	9.04	12.71	120.15	246.74
5éme	87.25	11.15	9.04	12.71	120.15	366.89
4éme	87.25	11.15	9.04	12.71	120.15	487.04
3éme	87.25	11.15	9.04	12.71	120.15	607.19
2éme	87.25	11.15	9.04	12.71	120.15	727.34
1ére	87.25	11.15	9.04	12.71	120.15	847.49
RDC	87.25	11.15	9.04	12.71	120.15	967.64
Sous-Sol	87.25	11.15	9.04	12.71	120.15	1087.79

Tableau récapitulatif le calcul des charges permanentes des poteaux circulaire.

Tableau II.15 : calcul des charges d'exploitations.

Etage	Q	Q étage	Q cumulé
7éme	1	18.30	18.30
6éme	1.5	27.45	45.75
5éme	1.5	27.45	70.45
4éme	1.5	27.45	92.41
3éme	1.5	27.45	111.63
2éme	1.5	27.45	128.1
1ére	1.5	27.45	141.82
RDC	1.5	27.45	152.80
Sous-sol	1.5	27.45	161.04

Tableau II.16 : Calcul l'effort normal ultime.

Etage	NG	NQ	Nu	1,1 Nu	Nlimite	Vérification
7emeétage	126,59	18,3	198,3465	218,18115	2348352,45	C.V
6emeétage	246,74	45,75	401,724	441,8964	2348352,45	C.V
5emeétage	366,89	70,45	600,9765	661,07415	2348352,45	C.V
4emeétage	487,04	92,41	796,119	875,7309	2348352,45	C.V
3emeétage	607,19	111,63	987,1515	1085,86665	2348352,45	C.V
2emeétage	727,34	128,1	1174,059	1291,4649	2348352,45	C.V
1ereétage	847,49	141,82	1356,8415	1492,52565	2348352,45	C.V
RDC	967,64	152,8	1535,514	1689,0654	2348352,45	C.V
Sous-sol	1087,79	161,04	1710,0765	1881,08415	2348352,45	C.V

Vérifications des calculs selon le RPA99v2003 **:**

Pour les poteaux circulaires :

Tableau II.17 : Vérification conditions [RPA99v2003].

Condition à vérifié	Application de condition	Vérification
D≥30 cm	D=45cm	Oui
D≥he/15	D=45cm≥(he/15) =0.21cm	Oui

Pour longrines :

Les longrines travaillent à la traction

Les dimensions minimales des longrines sont :

(30*30) cm^2 ⇒ site de catégorie S3

II.5.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

$b_{max} \leq 1.5\ h_1+b_1$

$d \leq \max (b_1/2 ; h_1/2)$

Tableau II.18 : Vérification aux zones nodale.

B max (Cm)	H_1 (Cm)	B_1 (Cm)	$B_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	D (cm)	Max $(b_1/2 ; h_1/2)$	$d \leq \max (b_1/2 ; h_1/2)$
30	30	30	Oui	0	15	Oui
30	45	45	Oui	22.5	22.5	Oui

II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.
Dans notre cas on a :

he=3.20-0.2=3m

a≥max (15cm ; he/25 ; he/22 ; he/20)

a≥max (15cm ; 12cm ; 13.6m ; 15cm)

On adopte a =20cm

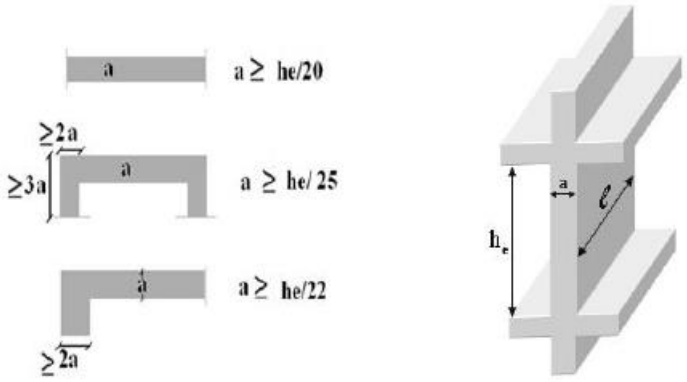


Figure II.10 : Coupe de voile en plan (gauche) et voile en 3D (droite).

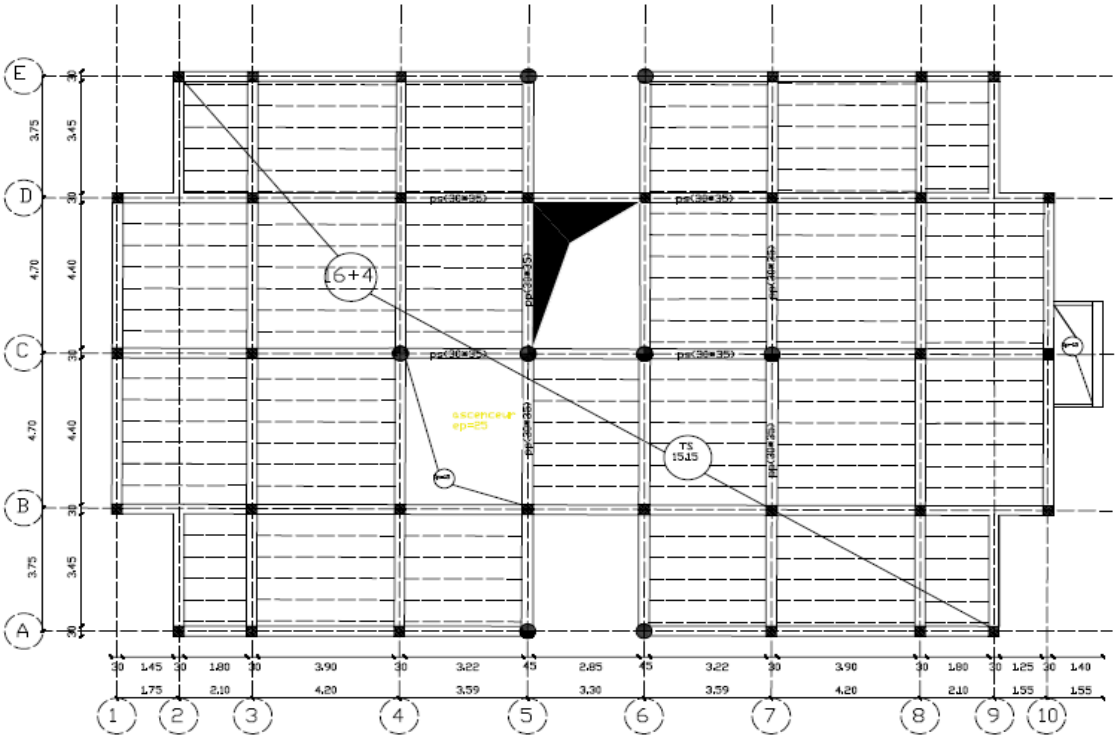


Figure II.11 : plan de coffrage plancher courant.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :

III.1.1. Principe de calcul :

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.
Le calcul se fait par une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

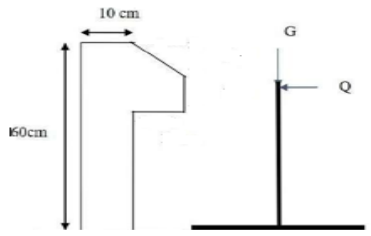


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.

III.1.2. Charges et surcharges :

- Poids propre : 0,1 x 0,6 x 25 = 1,50 kN/ml.
- Revêtement : 2(0,015x0,6x18) = 0,324 kN/ml.

G=1.824KN/ml

- Main courante **:** **Q = 1kN/m**

III.1.3. Calcul des efforts :

- **A L'ELU :**

Tableau III .1 : Tableau des efforts.

Effort normal :	Nu = 1,35 x 1,824 = 2,46 kN.
Moment d'encastrement :	Mu = 1,5xQxh =0,90 kN.m
Effort tranchant :	Tu = 1,5xQ = 1,5 kN

- **A L'ELS :**

Tableau III.2 : Tableau des efforts.

Effort normal :	Ns=G=1.824 KN
Moment d'encastrement :	Ms=Q*h=1*0.6=0.6
L'effort tranchant :	Ts=Q=1 KN

III.1.4. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

- **A L'ELU :**

Tableau III .3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux.

F_{c28}	25 MPa	h	10 cm
F_{t28}	21 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\delta_{b\,adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\delta_{s\,adm}$	348MPa	b	100 cm
F_e (MPa)	400	L_0 (m)	0.6 m
L_f	2.26		

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100*10) cm^2 soumise à la Flexion composée.

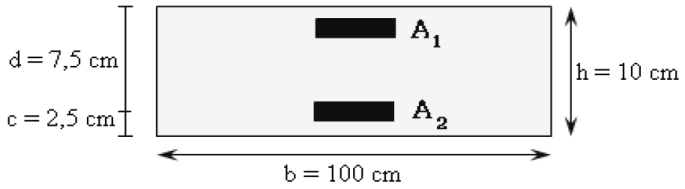


Figure III.2 : Section de béton armé a L'ELU.

Calcul de l'excentricité :

$e_0=\frac{Mu}{Nu}=\frac{0.9}{2.46}$ ⇒ e_0=36.60cm

Ou l'enrobage est : $c=c_1$=2.5cm

On a e_0=36.60 cm> $\frac{h}{2}-c=\frac{10}{2}-2.5=2.5\ cm$

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

Calcul du moment de flexion :

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

e : e_0 + (h/2-c) ⇒ e=0.391m

M_1=N*e ⇒ M_1=0.962 KN.m

Calcul des armatures verticales :

Tableau III .4 : calcul des armatures.

μ	β	A	A_{min} (cm^2)	A(choisie)	Ar	St	S rep
0.112	0.940	0.367	1	5HA8=2.31	4HA8=2.01	20	25

Vérification a L'ELS :

Tableau III .5 : vérification a L'ELS.

Nser (KN)	**Mser(KN)**	**$e_{0(cm)}$**	**$B_0(cm^2)$**	**I (cm^4)**	**P(cm^2)**
1.824	0.6	32.80	1034.65	8542.55	-2281.141
q(cm^2)	**Y(cm)**	**K (N/mm^3)**	**δb MPa**	**δs MPa**	**δb $\leq\overline{\delta b}$**=15MPa
42992.821	5.03	0.070	0.352	84.03	C.V
δs $\leq\overline{\delta s}$	$\overline{\delta s}$				
C.V	201.63				

Donc on adoptera la section calculée a L'ELU.

III.1.5. Vérification de la l'effort tranchant et la contrainte cisaillement :

Tableau III .6: vérification l'effort tranchant et cisaillement.

T (KN)	τu (MPa)	$\overline{\tau u}\ (MPa)$	τu<$\overline{\tau u}$
-11.83	0.02	2.5	0.02<2.5

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas Nécessaires.

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant :

$Fp= 4AC_pw_p$ **(Art.6.2.3: RPA 99 VERSION 2003).**

A: coefficient d'accélération ;

A = 0,15 **[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zoneII_a)]**

Cp : facteur de force horizontal ; Cp = 0,8 **[R.P.A 99 VERSION 2003 page 43 TAB 6.1]**

Wp : poids propre de l'élément Wp= 1.824KN.

D'où alors : F_p= 4(0.15*0.80*1.824) ⇒ F_p =0.875KN < T=1.5 KN **(CV).**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

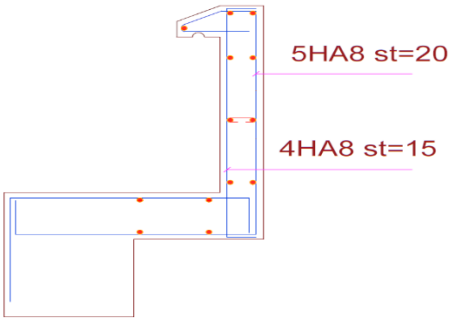


Figure III.3 : ferraillage de l'acrotère.

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

20 cm

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

33 cm

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

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe}$$

Avec :

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

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

- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

50cm ≤ (L=65cm) ≤ 80cm ⇒ At ≥ 0.5 cm² /m.l

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé : **TLE520** avec des armateurs de **Φ**5

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des nervures séparées par des hourdis, l'ensemble de ces éléments sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.3. Dimensionnement des poutrelles :

- $B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

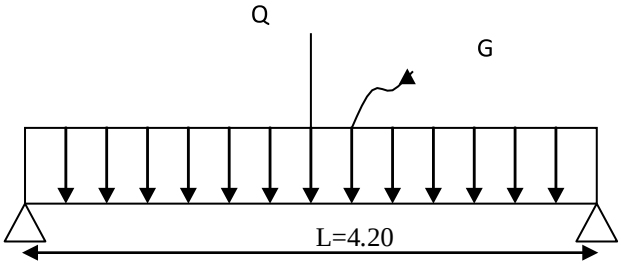


Figure III.4 : schéma statique des poutrelles.

III.2.3.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III.7 : Les charges de la poutrelle avant coulage.

La travée L(m)	Q(KN)	G(KN/ml)	
4.20	2.1	Poids de poutrelle	Poids du corps creux
		0.12*0.04*25=0.12	0.65*1=0.65
		0.77	

Tableau III.8 : calcul des moments.

MG(KN.m)	MQ(KN.m)	MU(KN.m)
$GL^2/8$=1.69	QL/4=1.89	1.35MG+1.5MQ=5.116

$\mu = \frac{Mu}{\overline{\delta b} * b * d^2}$ =7.49>>μmax=0.392 ; A'≠0

Vérification de la flèche :

- ✓ **G=** poids du plancher (16+4) = 2.8*0.65=1.82 kN/ml
- ✓ Q= 1*0.65=0.65 KN/ml
- ✓ F=$\frac{2.05*(1.35G+1.5Q)*l^4}{384*E*L}$ pour la poutre continue
- ✓ $\bar{F} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$ pour L>5 cm
- ✓ $\bar{F} = \frac{L}{500}$ pour L< 5m

Tableau III.9 : Détermination le nombre des étaiements.

Le Nombre	L(m)	G(KN)	Q(KN/m)	E (MPA)	I (m)	F(m)	$\bar{f}$ (m)	Vérification
1	4.20	1.82	0.65	32164.2	64* 10^{-2}	25.321	0.84	**CV**

On place 1 étaiements à une distance L=4.20 m. pour les poutrelles.

III.2.3.2. Après le coulage de la table de compression :

Tableau III.10: donne les charges, surcharges et efforts aux ELU et ELS.

	G(KN/m^2)	Q(KN/m^2)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Plancher terrasse	6.40*0.65=4.16	1*0.65=0.65	6.59	4.81
Plancher courant	5.96*0.65=3.87	1.5*0.65=0.97	6.67	4.84

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher courant et terrasse.

III.2.3.2.a. Détermination des sollicitations :

- **Méthodes de calcul :**

➡ **Méthode forfaitaire :**

Dans notre cas nous avons utilisé pour des calculs des poutrelles la méthode à charge d'exploitation modérée Forfaitaire.

A/Le principe de calcul :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

- **Le moment en travée :**

$$\mathbf{Mt}=\begin{cases} \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} * M0 \text{ si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} * M0 \text{ si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

Mt : Moment maximale dans la travée continue.
M0 : Moment maximale dans la travée de référence.
Mg ;Md: moment sur l'appui de gauche et l'appui de droite.

- **Le moment en appuis :**

Ma=0.6*M0……poutre a deux travées

Ma=0.5*M0……appuis voisin des appuis de rive

Ma=0.4*M0…….appuis intermédiaire

Ma=0.2*M0……..appuis de rive.

Remarque :
Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la **méthode de Caquot**.

Méthode de Caquot : (pour les poutres) :
Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est Pas applicable.
Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et Concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en Travée.

A/ portée fictive *:*
Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive} \\ 0.8\, L \text{ pour une travée intermidiaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité
On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$K_w=\frac{Lw}{L'w}$ et $K_e=\frac{Ie}{I'e}$

- **Le moment aux appuis :**

$$M_{app}=-\frac{qw*l'^3_w+qe*L'^3_e}{8.5\,(L'_w+L'_e)}$$

- **Le moment en travée :**

$$M(x)=q\frac{l}{2}x-q\frac{x^2}{2}+Mw+\frac{Me-Mw}{l}x \quad \text{et} \quad T(x)=\frac{dM}{dx}$$

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire pour trois travées :

Q=0,65<2*G=2*0.77=1.54 **(CV)**

0,8< ($\frac{2.1}{4.20}$)= 0.5<1,25 (**CNV)**

Alors on utilise la méthode de Caquot.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire pour sept travées :

Q=0,65<2*G=2*0.77=1.54 **(CV)**

0,8< ($\frac{4.2}{3.6}$)= 1.16<1,25 (**CV)**

Alors on utilise la méthode forfaitaire.

III.2.3.2.b. sollicitations dans la poutrelle a trois travée (ELU) et (ELS) :

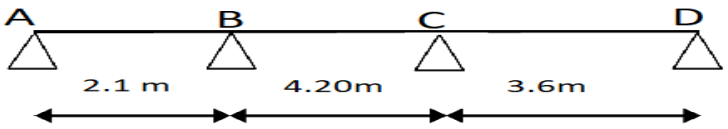


Figure III.5 : poutrelle a trois travées.

Terrasse ELU :

Tableau III.11: Terrasse ELU a trois travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	6.59	2.1	2.1	3.63	-0.72	4.07	5.66	4.63	-9.20
BC	6.59	4.20	3.36	14.53	4.07	2.13	17.65	14.30	-13.37
CD	6.59	3.6	3.6	10.67	-2.13	2.13	10.79	10.67	-13.04

Terrasse ELS :

Tableau III.12: Terrasse ELS a trois travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	4.81	2.1	2.1	2.65	-0.53	-2.97	4.15	3.38	-6.71
BC	4.81	4.2	3.36	10.60	2.97	-1.55	14.27	11.17	-9.02
CD	4.81	3.6	3.6	7.79	-1.55	-1.55	-0.60	8.65	-8.65

Etage courant ELU :

Tableau III.13: étage courant ELU a trois travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	6.67	2.1	2.1	3.67	-0.73	4.12	5.76	4.69	-9.31
BC	6.67	4.2	3.36	14.7	4.12	-2.16	19.81	15.50	-12.51
CD	6.67	3.6	3.6	10.80	-2.16	-2.16	8.65	12.00	-12.00

Etage courant ELS :

Tableau III.14: étage courant ELS a trois travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	4.84	2.1	2.1	2.66	-0.53	2.99	4.15	3.40	-6.75
BC	4.84	4.2	3.36	10.67	2.99	-1.56	11.49	11.24	-9.08
CD	4.84	3.6	3.6	7.84	-1.56	-1.56	6.25	8.71	-8.71

III.2.3.2.c. sollicitations dans la poutrelle a sept travée (ELU) et (ELS) :

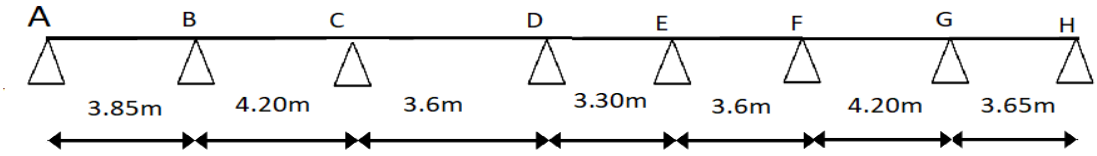


Figure III.6 : poutrelle a sept travées.

Terrasse ELU :

Tableau III.15: Terrasse ELU a sept travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	6.59	3.85	3.85	12.21	2.44	6.10	7.56	11.73	-13.63
BC	6.59	4.20	3.36	14.53	7.26	5.81	7.54	14.18	-13.49
CD	6.59	3.6	2.88	10.67	4.26	4.26	5.54	11.86	-11.86
DE	6.59	3.30	2.64	8.97	3.58	3.58	4.65	10.87	-10.87
EF	6.59	3.6	2.88	10.67	4.26	4.26	5.54	11.86	-11.86
FG	6.59	4.2	3.36	14.53	5.81	7.26	7.54	13.49	-14.18
GH	6.59	3.65	3.65	10.97	5.48	2.19	6.79	12.92	-11.12

Terrasse ELS :

Tableau III.16: Terrasse ELS a sept travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	4.81	3.85	3.85	8.91	1.78	4.45	5.51	8.56	-9.95
BC	4.81	4.20	3.36	10.60	5.3	4.24	5.50	10.35	-9.84
CD	4.81	3.6	2.88	7.79	3.11	3.11	4.04	5.18	-5.18
DE	4.81	3.30	2.64	6.54	2.61	2.61	3.39	7.93	-7.93
EF	4.81	3.6	2.88	7.79	3.11	3.11	4.04	8.65	-8.65
FG	4.81	4.2	3.36	10.60	4.24	5.3	5.50	9.84	-10.35
GH	4.81	3.65	3.65	8.01	4.00	1.60	4.96	9.43	-8.12

Etage courant ELU :

Tableau III.17: étage courant ELU a sept travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	6.67	3.85	3.85	12.35	2.47	6.17	7.78	11.87	-13.80
BC	6.67	4.20	3.36	14.70	7.35	5.88	7.79	14.35	-13.65
CD	6.67	3.6	2.88	10.80	4.32	4.32	5.72	12.00	-12.00
DE	6.67	3.30	2.64	9.07	3.62	3.62	4.80	11.00	-11.00
EF	6.67	3.6	2.88	10.80	4.32	4.32	5.72	12.00	-12.00
FG	6.67	4.2	3.36	14.70	5.88	7.35	7.79	13.65	-14.35
GH	6.67	3.65	3.65	11.10	5.55	2.22	6.99	13.08	-11.26

Etage courant ELS :

Tableau III.18: étage courant ELS a sept travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	4.84	3.85	3.85	8.96	1.79	4.48	5.64	8.61	-10.01
BC	4.84	4.20	3.36	10.67	5.33	4.26	5.65	10.41	-9.90
CD	4.84	3.6	2.88	7.84	3.13	3.13	4.15	8.71	-8.71
DE	4.84	3.30	2.64	6.58	2.63	2.63	3.48	7.98	-7.98
EF	4.84	3.6	2.88	7.84	3.13	3.13	4.15	8.71	-8.71
FG	4.84	4.2	3.36	10.67	4.26	5.33	5.65	9.90	-10.41
GH	4.84	3.65	3.65	8.06	4.03	1.61	5.07	9.49	-8.16

- **Résultat final :**

Tableau III.19: résultat des sollicitations.

ELU			ELS	
Ma (max)	Mt(max)	T(max)	Ma(max)	Mt(max)
-7.35	19.81	-14.35	5.33	14.27

III.2.4. Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

$M_0 = b * h_0 * \overline{\delta\ bc}(d - \frac{h0}{2})$

Le moment équilibré par la table :

Avec : b=65 cm ; h_0=4 cm ; δ_{bc}=14.2MPA ; d=18cm ; δ_s =348MPA ; FeE400MPA ;

B_0=8 cm ; c=2 cm ;

M0=59.07> Mt , d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une Section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

1) A L'ELU :

- **En travée :**

$\mu = \frac{Mt}{\delta b * b * d^2} = \frac{19.81 * 10^3}{14.2 * 65 * 18^2} = 0.06 < \mu_l = 0.392$

dans le tableau : $\beta = 0.969 \Rightarrow A = \frac{Mt}{\beta * d * \delta s} = 3.26\ cm^2$.

On adopte : A=3HA12=3.39cm²

✓ **Conditions de non fragilité (CBA93) :**

A=3.26cm² >A_{min} = $\frac{B}{1000}$ =1.2 cm² **(CV)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 3.39 cm².

➢ **Aux appuis :**

Mapp=7.35 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

μ = $\frac{Ma}{b0*\delta bc*d^2}$ = 0.02< μ_l=0.392 donc A'=0

Dans le tableau :β=0.990⇒ A=$\frac{Ma}{\beta*\delta s*d}$ = 1.18cm²

On adopte :A=2HA10=1.57 cm²

✓ **Conditions de non fragilité (CBA93) :**

A = 1.57 cm² > Amin =B/1000= 1.2cm² **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 1.57 cm².

✓ **Armatures transversales (cadre) :**

Vérification de contrainte de cisaillement :

V_{umax}= -14.35 KN

τ u=$\frac{Vumax}{b0*d}$ = 0.09 MPA

La fissuration est peu nuisible :

⇒ $\overline{\tau u}$=Min[$\frac{0.2\ Fc28}{\gamma b}$; $5MPa$] = 3.33MPa

Donc : τ u=0.09<3.33Mpa **(cv)**

✓ **Espacement St :**

St≤ Min $\begin{cases} 0.9\ d \\ 40\ cm \end{cases}$ =(16.2 ;40)

Donc : St=20 cm

✓ **Calcule Diamètre des armature transversales Φt :**

Φt ≤Min $\left\{\frac{h}{35}; \Phi\ ; b/10\right\}$ = { 5.71 ;12 ;8} mm

On adopte : **Φ**t =4 mm ⇒ $\frac{л\ \Phi_t^2}{4}$ = 12.56mm²

Le choix :2**Φ**4

at : section d'une barre ; nt: nombre des barres

At=at*nt=0.12*2=0.24cm^2

At=2HA4=25mm²=0.25cm²

- ✓ **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{At}{b0*St} \geq \gamma s \left(\frac{\tau u - 0.3\ K*\ Ft28}{0.9*fe[cos\ \alpha + sin\ \alpha]}\right)$$

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

α=67.5° Pour les armatures transversales.

$At \leq \frac{Tmax}{fe/\gamma s}$ =41.25mm²

St=391.57

Donc ;$At_{min}=0.4*b_0*St/fe=0.16cm^2 \leq At_{choisi}=0.25cm^2$

1. **Vérification appuis de rive :**

Tableau III.20 : les données.

d(cm)	T_{max}	F_{c28} (MPa)	C-e-2 cm	b_0(cm)	γ_b	a
18	14.35	25	22.25	8	1.5	16.2

$v \leq 0.4*a*d*\frac{fc28}{\gamma b}$

14.35≤1944 (C.V)

$\frac{2Vu}{b0*a} < \frac{0.8\ fc28}{\gamma b}$

0.22≤13.33 (C.V)

2. **Vérification appui intermédiaire :**

$Vu+\frac{Mu}{0.9*d}$ =-13.12<0 (CV)

2) A L'ELS :

Vérification des contraintes :

Tableau III.21 : vérification de L'ELS.

/	Mser(KN.m)	A(cm²)	Y(cm)	I(cm^4)	$\overline{\delta b}$ MPa	δb MPa	$\delta b \leq \overline{\delta b}$
En travée	14.27	3.39	1.85	13336.9	15	0.0019	Oui
Eu appuis	5.33	1.57	1.28	6590.1	15	0.0010	Oui

✓ **Vérification préliminaire de la flèche :**

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

Tableau III.22 : vérification préliminaire de la flèche des poutrelles.

1éré condition	2éme condition
h/l ≥ Mt/(15 M_0)	p≤ 3.6/fe
h/L=18/4.2=4.28 ≥ 14.27/15(5.33) =0.17	P=0.0012≤ 3.6/400=0.009
Condition vérifiée	Condition vérifiée

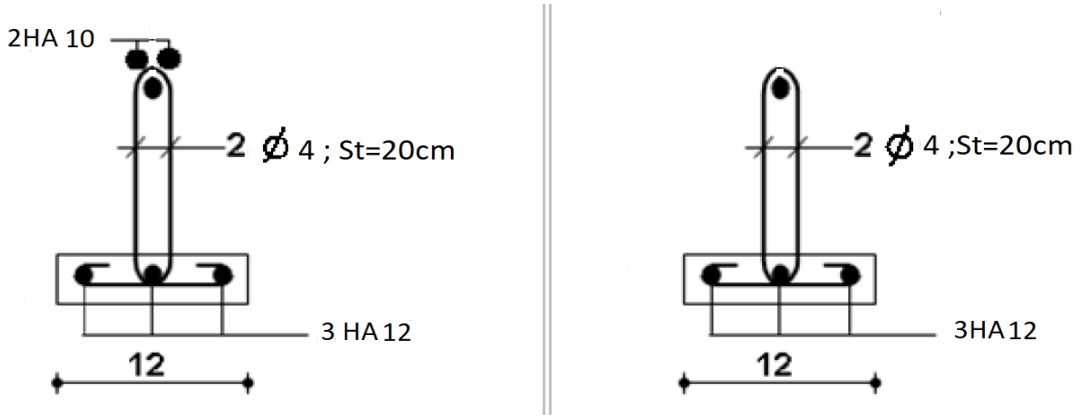


Figure III.7 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite).

III.3. Les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie verticale est là contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers.

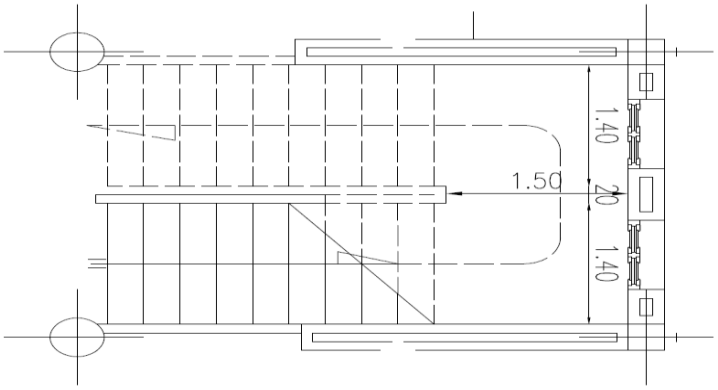


Figure III.8 : escalier droit à deux volés (voir le plan).

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « Contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.3.3. Prédimensionnement :

Hauteur du contre marche H=16 cm

Largeur de la marche g=30 cm

Nombre de contre marches n=10

Le nombre des marches n-1=9 marches

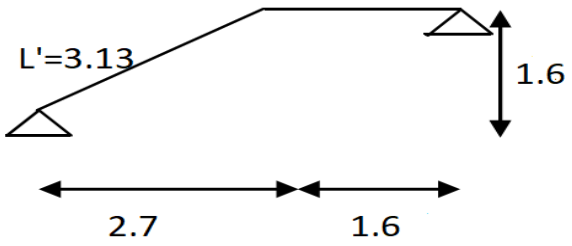


Figure III.9: représente dimensionnement d'escalier.

- **Vérification de l'équation de BLONDEL :**

$$\begin{cases} (59 \leq g + 2h \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g = 30cm \\ H = 16cm \\ g + 2h = 30 + (2 * 16) = 62 \; donc \; c'est \; vérifié \end{cases}$$

L'inclinaison de la paillasse : tanα =H/L=1.6/2.7=30.65^0

La longueur de l'inclinaison : L'=L/cosα =3.13m

La longueur de l'escalier Lt=3.13+1.6=4.73m

Epaisseur de la volée :

$\frac{Lt}{30} \leq e \leq \frac{Lt}{20}$ ⇒ 0.15≤e≤0.23 on prend e=15 cm

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

a. Paillasse :

Les charges permanent et surcharges d'exploitation de la paillasse sont présenté dans le Tableau suivant :

Tableau III.23: Charges et surcharge de paillasse.

Désignation de l'élément	P (KN/m^3)	E$_p$(cm)	G(KN/m^2)
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de paillasse	25	0.15/cosα	4.60
Poids propre des marches	25	0.16/2	2
Garde -corps	/	/	1.45
Enduits en ciment	18	0.02	0.36
G (charges permanentes)		9.21 KN/m^2	
Q (charges d'exploitation)		2.50 KN/m^2	

b. Palier :

Les charges permanent et surcharges d'exploitation du palier sont présenté dans le tableau Suivant :

Tableau III.24 : Charges permanentes sur le palier.

Désignations des éléments	P(KN/m^3)	Ep(m)	G(KN/m^2)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Poids propre de palier	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
G (charges permanentes)	5.45 KN/m^2		
Q (charges d'exploitation)	2.50 KN/m^2		

III.3.5. Détermination des efforts :

A L'ELU : Pu=1.35G+1.5Q

A L'ELS : Pser =G+Q

Tableau III.25: Combinaison des charges de l'escalier.

/	G(KN/m)	Q(KN/m)	Pu(KN/m)	Pser(KN/m)
Palier	5.45	2.5	11.10	7.95
Paillasse	9.21	2.5	16.18	11.71

Un schéma statique d'escalier :

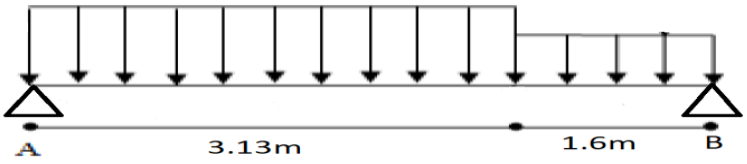


Figure III.10: Un schéma statique d'escalier.

a) A L'ELU :

Les réactions d'appuis :

$\sum f = 0$

Ra+Rb-(11.10*1.6)-(16.18*3.13)

Ra+Rb=68.4KN

$\sum M/A=0$

Rb*4.73+11.10*(1.6)*(1.6/2+3.13)+16.18*3.13^2/2

Rb=31.50KN et Ra=36.9KN

Donc ;

Tronçon A (0<x<3.13)

Effort tranchant : T(x)=36.9-16.18x et t(0)=36.9

T(3.13)=-13.74

Moment fléchissant : M(x)=36.9x-16.18 x^2/2 et M(0)=0

M(3.13)=36.24

Tronçon B (0<x<1.6)

Effort tranchant : T(x)=-31.5+11.10x et t(0)=-31.5

T(1.6)= -13.74

Moment fléchissant : M(x)=31.50x-11.10 x^2/2 et M(0)=0

M(1.6)=39.3

M(0) ; T(x)=0 ⇒ x=2.28m ; M(2.28)=42.08KN.m

Donc :

M_t=0.85*42.08=35.76KN.m

M_a=-0.5*42.08=-21.04 KN.m

T_{max}=36.9 KN

Donc :

M_{max}=35.76 KN.m a x=2.28m

T_{max}= 36.9 KN a x=0

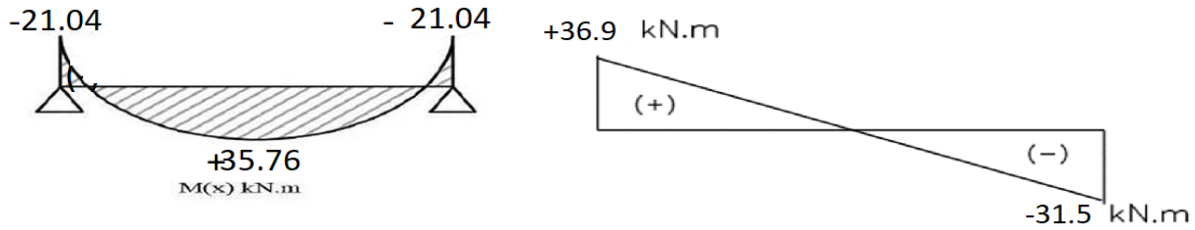


Figure III.11. Diagramme retenu des moments et l'effort tranchant à L'ELU.

b) A L'ELS :

Les réactions d'appuis :

$\sum f$ =0

Ra+Rb-(11.71*3.13)-(7.95*1.6)

Ra+Rb=49.37KN

$\sum M/A$=0

Rb*4.73=11.71*3.13^2/2+7.95*1.6(1.6/2+3.13)

Rb=22.69KN et Ra=26.68 KN

Donc ;

Tronçon A (0<x<3.13)

Effort tranchant : T(x)=26.68-11.71x et T(0)=26.68

T(3.13)=-9.97

Moment fléchissant : M(x)=26.68x-11.71 x^2/2 et M(0)=0

M(3.13)=26.14

Tronçon B (0<x<1.6)

Effort tranchant : T(x)=-22.69+7.95x et T(0)=-22.69

T(1.6)= -9.97

Moment fléchissant : M(x)=22.69x-7.95x^2/2 et M(0)=0

M(1.6)=26.13

M(0) ; T(x)=0 ⇒ x=2.27m ; M(2.27)=30.39KN.m

Donc :

M_t=0.85*30.39=25.83 KN.m

M_a=-0.5*30.39=-15.19KN.m

T_{max}=26.68 KN

Donc :

M_{max}=25.83 KN.m a x=2.27m

T_{max}= 26.68 KN a x=0

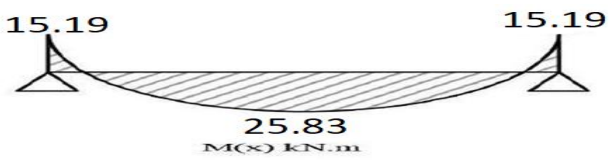


Figure III.12. Diagramme retenu des moments à L'ELS.

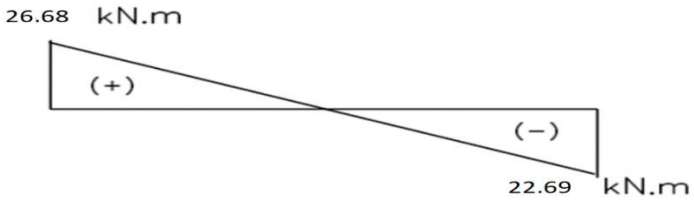


Figure III.13. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.

III.3.6 : Calcul du ferraillage :

Acier : FeE400 ; γ_s=1.15 ; δ_s= 347.8 MPa

Béton : f_{c28}=25 MPa ; γ_b=1.5 ; δ_b =14.16 MPa

f_{t28}=2.1 ; b=100cm ; d=12.5 cm ;c=2.5.

Tableau III.26 : Les résultats de la flexion simple.

/	Mu(KN.m)	D(cm)	μ	β	A(cm^2)	A choisit (cm^2)	A'	Choix
En travée	35.76	12.5	0.016	0.992	8.28	5 HA12	0	5.65
Aux appuis	21.04	12.5	0.009	0.995	4.86	5 HA12	0	5.65

- Le calcul en travée : et le même travail par rapport l'appuis

$\mu = \frac{Mu}{b * \delta\, bc * d^2} = \frac{35.76}{1*14.16*12.5^2} = 0.016$

$A = \frac{Mu}{\beta * d * \delta\, s} = 8.28$

Armatures de répartition :

$\mathbf{Ar = \frac{At}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41}$ ⇒ A choisir = Ar=4HA10

Avec ; St=25 cm.

Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93].

A_{min} = b*h/1000 = 16*100/1000=1.6 cm^2

A choisir > A min ⇒ (C.V)

Condition d'espacement :

Tableau III.27 : vérification de l'espacement.

/	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions	Vérification
En travée	St=20cm≤Min[3h=48 ;33cm]=33cm	St=25cm≤Min[4h=64 ;45]=45cm	Oui
En appuis	St=20cm≤Min [3h=48 ;33cm]=33cm	St=25cm≤Min[4h=64 ;45cm]=45cm	Oui

Vérification de l'effort tranchant :

T=36.9 KN

$\tau=\frac{Tu}{b*d}$ =2.95MPa

$\bar{\tau} = \min(\frac{0.2*fc28}{\gamma b} ; 5MPa)$=3.33MPa

τ=2.95≤$\bar{\tau}$=3.33 MPa **vérifiée**

Donc ; il y-a pas de risque de cisaillement

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\delta_b \leq \overline{\delta\, b}$ =0.6*f_{c28} =15 MPa.

Vérification des contraintes :

a L'ELS :

Vérification des contraintes :

Tableau III.28 : vérification a L'ELS.

/	En travées	En appuis
A(cm^2)	5.65	5.65
M_{ser} (KN.m)	25.83	15.19
Y(cm)	$50y^2$+15Ay-15Ad=0 y=4.32	$50y^2$+15Ay-15Ad=0 y=4.32
I(cm^4)	I=$\frac{b}{3}$ y^2 +15 A(d-y)^2 ⇒ I=10709.12	I=$\frac{b}{3}$ y^2 +15 A(d-y)^2 ⇒ I=10709.12
$\overline{\delta\, b}$ (Mpa)	15	15
δ b (MPa)	δ b=$\frac{Mser}{I}$. y=0.01	δ b=$\frac{Mser}{I}$. y=0.006
δ b≤ $\overline{\delta\, b}$	Oui	Oui

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$\frac{h}{l} \geq 1/20*Mt/M0 \quad \Rightarrow 3.17 \geq 0.08 \quad$ (C.V);

$\frac{A}{b0*b} \leq 2/fe \quad \Rightarrow 0.0008 \leq 0.005 \quad$ (C.V).

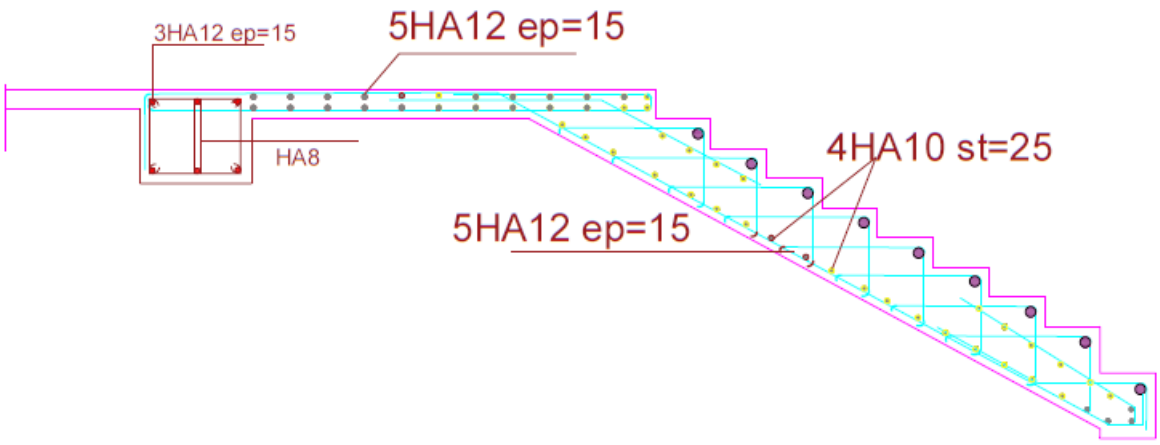


Figure III.14. Ferraillage d'escalier coupe B-B (voir plan AUTOCAD).

III.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en Flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées Par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99 version 2003,

La poutre palière elle est de section (b*h) avec longueur de 3m.

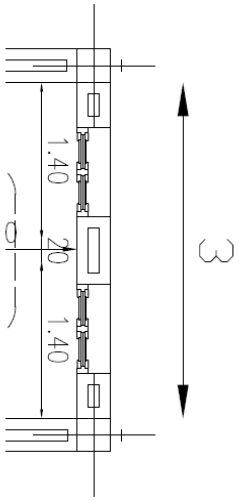


Figure III.15. Poutre palière (voir plan).

III.4.1. Prédimensionnement :

$L/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 20 \leq h \leq 30 \Rightarrow h=30$ cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b=30$ cm

- **Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 :**

b≥ 30 cm……. (C.V)

h≥ 30 cm…….(C.V)

h/b≤ 4 cm……(C.V)

Donc, la section de la poutre palière est de (b×h) = 30×30 cm²

III.4.2. Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre : p_{pa} = 0.30*0.30*25=2.25 KN/ml

- **Les réactions d'appuis :**

R_a(ELU)=17.32KN P_u=11.55KN

R_b(ELS)=11.92KN P_{ser}=7.95KN

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis,

La méthode R.D.M donne :

Tableau III.29 : Les résultats des efforts.

/	T(KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
ELU	17.32	12.98	22.07
ELS	11.92	8.89	15.12

- **Ferraillage de la poutre palière (Flexion Simple) :**

ELU :

Tableau.III.30 : Les résultats du ferraillage de la poutre palière.

/	M(KN.m)	μ	β	A	A choisir (cm^2)
En travée	22.07	0.068	0.965	2.38	3HA12=3.39
Eux appuis	12.98	0.040	0.980	1.38	3HA12=3.39

- **Vérification des contraintes :**

ELS :

Tableau.III.31 : **Vérification des contraintes de la poutre palière.**

/	Mser (KN.m)	A choisir (cm^2)	Y(cm)	I(cm^2)	δb(MPa)	$\overline{\delta b}$(MPa)	Vérification
En travée	15.12	3.39	3.30	113.47	0.43	15	C.V
En appuis	8.89	3.39	3.30	113.47	0.25	15	C.V

III.4.3. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau.III.32 : Vérification de l'effort tranchant.

τu	$\overline{\tau u}$	Vérification	**Φ**	St (cm)
0.02	3.25	C.V	8 mm	20

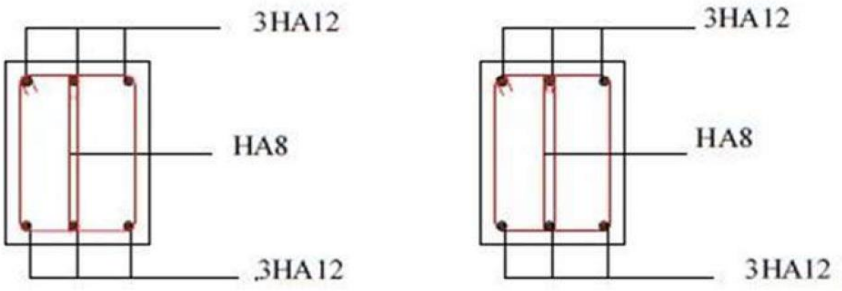


Figure III.16. Ferraillage de la poutre palière.

III.5. Les balcons :

Les balcons sont des dalles pleines (épaisseur entre 8 et 20cm) encastrées dans des poutres horizontales, entoures d'une rampe ou d'un mur de protection. Ils sont assimilés à des consoles qui débordent des façades des bâtiments.

III.5.1. Prédimensionnement :

L'épaisseur sera : $e > L/10 \Rightarrow e > 0.55/10 \Rightarrow e > 0.05$ m

On adopte e=15cm

1^{ére} type : Balcon encastré sur 1 seul côté (console)

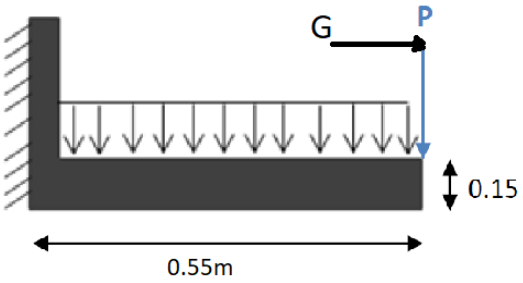


Figure III.17. Balcon encastrée sur un seul côté.

Evaluation des charges :

Tableau III.33 : Charge permanente du balcon.

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
		G	5.11
		Q	2.5

Combinaison des charges :

G=5.11 KN/m² , Q=2.5 KN/m² , P=1.62*0.9=1.45 KN.m

G1=1 KN/ml

ELU :

qu=3.67KN/m²

pu=10.58 KN/ml

ELS :

qs=2.45 KN/m²

Ps=7.56KN/ml

Calcul du moment Max :

ELU :

$M_{max}=\frac{pu*l^2}{2}$+qu*l+(G1*0.9)=$\frac{10.58*0.55^2}{2}$+3.67*0.55+(1*0.9)=4.51KN.m

ELS :

$M_{max}=\frac{ps*l^2}{2}$+qs*l+(1*0.9)=$\frac{7.56*0.55^2}{2}$+2.45*0.55+(1*0.9)=3.39KN.m

Calcul de l'effort tranchant :

T_{max}=qu*l+Pu

T_{max}=3.67*0.55+10.58=12.59 KN.m

III.5.2. Ferraillage de balcon :

b=100 cm ; e=15 cm ; c=2 cm ; d=13cm.
Béton : fc28=25MPa ; δbc=14.16 MPa ; ft28=2.1 MPa
Acier : fe=400MPa ; δs=348 MPa

ELU :

$\mu=\frac{Mu}{b*d^2*\delta bc}=\frac{4.51}{1*13^2*14.16}$=**0.001<μl=0.392**

Tableau.III.34 : Les résultats du ferraillage balcon l'ELU.

M(KN.m)	μ	β	A	A choisir (cm²)	St(cm)	A_r	A_r (choisir)	$A_r \geq A_s^{min}$
4.51	0.001	0.999	0.67	3HA10=2.35	20	0.58	5T8=2.31	Vérifiée

ELS :

δs=Min[$\frac{2\,fe}{3}$; $110\sqrt{n\,ft28}$=201.6 MPa

- Détermination de α :

$\mu=\frac{30\,Mser}{b*d^2*\delta s}=\frac{30*3.39*10^3}{100*130^2*201.6}$=0.0021 alors ,α=0.0012

As=$\frac{b*d*\alpha^2}{30(1-\alpha)}$ =6 cm² on adopte 4HA14=6.15cm²

Condition de non fragilité :

$A_{min}=0.23\frac{b*d*ft28}{fe}$ =156.97mm²

La section d'armatures du balcon sera déduite à partir du cas le plus défavorable, soit :

A=Max (A_u,A_{ser},A_{min})=1.56 cm²

$A_{choisir}$ =4HA8=2.01 (cm²)

Les armatures de répartition sont déduites par la formule suivante :

$A_{rep}=\frac{A}{4}$ =0.50cm² $A_{choisir}$ =4HA8=2.01 (cm²)

St=20cm<Min{2h,25}=25 cm

III.5.3. Ferraillage transversal :

Les fissurations étant considérées comme préjudiciable

$$\tau u=\text{Min}\left\{0.15\left(\frac{fc28}{\gamma b}\right), 4MPa\right\}=2.5\text{MPa}$$

$\tau u = \frac{vu}{b*d} = \frac{12.59}{100*130} = 0.0009$ MPa <2.5 MPa

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.4. Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Tableau.III.35 : vérification de la flèche du balcon.

/	Les conditions de la flèche	Vérification
Condition 1	$\frac{h}{l} = \frac{15}{0.55} = 27.27 > \frac{1}{16} = 0.0625$	Condition vérifiée
Condition 2	$\frac{h}{l} > \frac{1\,Mt}{20M0} = 0.06$	Condition vérifiée
Condition 3	$\frac{A}{b*d} = \frac{1.56}{100*13} = 0.001 < \frac{4.2}{fe} = 0.010$	Condition vérifiée

Donc Les trois conditions sont vérifiées, alors la flèche n'est pas nécessaire.

III.6 : plancher à Dalle pleine :

III.6.1 : Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 Appuis.

III.6.2 : Hypothèses de calcul :

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure. Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou on centrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre). Les hypothèses de calcul sont :

- La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
- Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
- La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
- Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.
- Conventionnellement on désignera :

-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
-Un encastrement par une double hachure

III.6.3 : Calcul des moments :

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail Virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il se rappelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum des\ travaux\ Externes - \sum des\ travaux\ internes = 0$$

Travail externe :

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext}=P.f$$

Travail interne :

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

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

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

G=7.51 kN/m² ; Q=1 kN/m²

Pu=11.63KN/m²

Pser=8.51 KN/m²

Plancher courant :

G=7.07 KN/m² ;Q=1.5KN/m²

Pu=11.79KN/m²

Pser=8.57KN/m²

- **Remarque :**

Pour notre projet on a un seul type de dalles pleines.

III.6.4 : Calcul de la dalle rectangulaire (Méthode forfaitaire) :

- **Condition de la méthode forfaitaire :**

- Panneau de dalle rectangulaire (cv)
- Charge uniformément répartie (cv)
- Q<2G 1.5<2*7.07=14.14 KN/m² (cv)

Alors la méthode forfaitaire est applicable :

Lx=1.40m ; Ly=3.80m

e=Lx/Ly=0.36<0.4

Alors la dalle travaille suivant une seule direction

a) ELU

$M^t_u = \frac{Pu*Lx^2}{10} = \frac{11.79*1.40^2}{10}$ =2.31 KN.m

$M^a_u = -\frac{Pu*Lx^2}{16}$ = -1.44 KN.m

b) ELS

$M^t_{ser} = \frac{pser*Lx^2}{10} = \frac{8.57*1.40^2}{10}$ = 1.67 KN.m

$M^a_{ser} = -\frac{Pser*Lx^2}{16}$ = -1.04 KN.m

III.6.5: ferraillage de la dalle :

δ_b=14.16 MPa ; **Φ**≤ $\frac{h}{10}$=1.5 cm ; b=100cm ; C=C'=2.5cm ;d=13cm ;fe(MPa)=400

On adopte **Φ**=10mm ; dx= h-e-**Φ**/2 =12 cm

En travée :

$\mu = \frac{M^t_u}{\delta b*b*d^2} = \frac{2.31*10^3}{14.16*100*12.5^2}$ =0.009 et β=0.995

μx <μl=0.392 A'=0

$A = \frac{Mtu}{\beta*d*\delta s} = \frac{2.31*10^3}{0.995*12.5*348}$ = 0.513 cm²

$A_{min} = \frac{100*15}{1000}$ =1.5 cm²

On choisit : A=5HA10=3.92 cm²

Eux appuis :

$\mu = \frac{M^a_u}{\delta b*b*d^2} = \frac{1.44*10^3}{14.167*100*12.5^2}$ =0.006 et β=0.997

$A = \frac{Mau}{\beta*d*\delta s} = \frac{1.44*10^3}{0.997*12.5*348}$ =0.319 cm²

$A_{min} = \frac{100*15}{1000}$ =1.5 cm²

On choisit : A=5HA10=3.92 cm²

St=20≤ min (3h ;33cm) =Min (45 ;33cm)=33cm

Les armatures de répartition :

Ay =A/4 =0.98 cm²

On adopte : Ay= 4HA10=3.14 cm² .

III.6.6. Vérification des contrainte a L'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tableau III.36: vérification des contraintes L'ELS.

/	M (KN.m)	A (cm²)	Y (cm)	K (N/mm^3)	I (cm^4)	δ_b (MPa)	$\bar{\delta}b$ (MPa)	Vérification
En travée	1.67	3.92	3.41	0.28	5795.32	0.95	15	Vérifiée
En appuis	1.04	3.92	3.41	0.17	5795.32	0.57	15	Vérifiée

Donc : les armatures calculées à ELU Seront maintenues.

- **Espacement :**

St=20cm≤Min(3h ;33cm)=33cm

St=20cm≤33 cm (C.V)

- **Armature de répartition :**

St≤Min(4h=60 ;45cm)=45cm

St=20cm<45cm (C.V)

- **L'effort tranchant :**

V_{max}=PL/2=11.79*1.40/2=8.25 KN

$\bar{\tau} = 0.07fc28/\gamma b$=1.16Mpa

τu=V_{max}/bd=0.006Mpa<$\bar{\tau}$u (C.V)

Le béton seul peut prendre tout seul l'effort de cisaillement donc les armatures Transversales ne sont pas nécessaires.

- **La flèche :d'après [CBA]**

h/l=1.07≥Mt/20M_0 =0.08 (C.V)

A/b*d=0.001≤2/fe=0.005 (C.V)

Donc le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

III.7 : La dalle machine :

III.7.1 : introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'a son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.
Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.7.2 : prédimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine

Lx=1.5m et Ly=2.25m

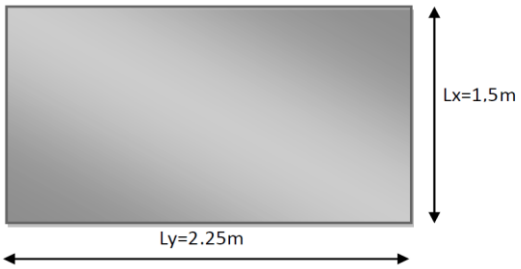


Figure III.18 : Dimensions de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion :**

$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3cm \leq e \leq 4.75cm$

- **Condition de L'E.N. A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm

III.7.3 : Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

III.7.3.a : Charge permanentes G :

Tableau III.37: charges permanentes.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Dalle pleine	0.25	25	6.25
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanentes G			6.61

III.7.3.b : Poids de la machine supportée :

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

Tableau III.38 : Les charges concentrées.

P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$q=\frac{\sum Pi}{S}$ = 5125.92Kg/m²=51.25 KN/m²

G_{tot}=6.61+51.25=57.86KN/m²

III.7.3.c : La charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q=5KN/m²

Tableau III.39 : Détermination des chargements de la dalle.

G(KN/m²)	Q(KN/m²)	Pu(KN/m²)	Pser(KN/m²)
57.86	5	85.62	62.86

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

III.7.4 : Calcul des sollicitations :

On a : $\rho=\frac{Lx}{Ly}$ =0.66 ; donc la dalle travaille suivant les deux directions

Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- La méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

Hypothèses (ligne de rupture) :

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

Principe de calcul :

Travail extérieur =Travail intérieur,

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée),

Travail intérieur : en fonction du moment,

Pour le cas des charges réparties :

$$T_{ext}=q*s*f_{cdg}$$

q: charge répartie.

S: surface de la région rigide.

f_{cdg}: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$T_{int}=M*L*\theta$

M: moment de flexion,

L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation,

θ: l'angle de rotation.

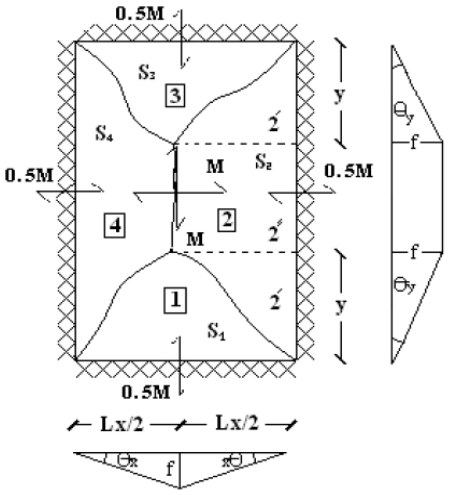


Figure III.19 : Les lignes de rupture.

- **Travail externe :**

$T_{ext}=T_{ext}^{1}+T_{ext}^{2}+T_{ext}^{3}+T_{ext}^{4}$

Avec :

$T_{ext}^{1}= T_{ext}^{3}$ et $T_{ext}^{2}= T_{ext}^{4}$

$T_{ext}^{1}=q*S_1\frac{f}{3} = q * f\{\frac{1}{6} Lx * y\}$

$T_{ext}^{2}=2\ T_{ext}^{2'}+ T_{ext}^{2''}=q*f\{\frac{1}{4} Lx*Ly-\frac{1}{3} Lx * y\}$

$T_{ext}= q*f\{\frac{1}{2} Lx * Ly - \frac{1}{3} Lx * y\}$

- **Travail interne :**

$T_{int}=T_{int}^{1}+T_{int}^{2}+T_{int}^{3}+T_{int}^{4}$

Avec :

$T_{int}^{1}= T_{int}^{3}$ et $T_{int}^{2}= T_{int}^{4}$

$T_{int}^{1}=0.5M*Lx*\theta_y+M*Lx*\theta_y$; $\theta_y=tg\ \theta_y=\frac{f}{y}$

$T_{int}^{1}=1.5*M*L_x*\frac{f}{y}$

$T_{int}^{2}=M*L_y*\theta_x+0.5M*L_y*\theta_x$; $\theta_x=tg\ \theta_x=2\frac{f}{Lx}$

$T_{int}^{2}=3*M*\frac{Ly}{Lx} * f$

$T_{int}=3M\{\frac{Lx}{y}+2\frac{Ly}{Lx}\}f$

- **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext}=T_{int}$$

$$q=3M\frac{\{\frac{1.5}{y}+3\}}{1.687-0.25y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport à " y ".

$\frac{dq}{dy}=0 \Rightarrow 0.75y^2+0.75y-2.53=0 \Rightarrow Y=1.05m$

On remplace " y " on trouve : M=0.107q

$M_t=M=0.107*q_u=0.107*(85.62)=9.16$ KN.m

$M_a=0.5*M=0.5*9.16=4.58$KN.M

III.7.5 : Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible

Tableau III.40 : Les données.

F_{c28}	25MPa	h	25cm
F_{t28}	2.1MPa	d	23cm
f_e	400MPa	c	2cm
δ_{badm}	14.2MPa	c'	2cm
δs_{adm}	348MPa	b	100cm

Hauteurs utiles : $\begin{cases} dx = 25-2-\frac{1}{2}=22.5cm \\ dy = 22.5-\frac{1+1}{2}=21.5cm \end{cases}$

Tel que :$\mu=\frac{Mu}{\delta b*b*d^2}$ et $A=\frac{Mu}{\delta b*d*\beta}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III.41 : Calcul des sections d'acier de la dalle.

		M_u(KN.m)	μ	β	A(cm²)	A'(cm²)	A_{min}(cm²)	A choisit (cm²)
Sens x	En travée	9.16	0.012	0.994	1.17	0	2.5	5HA10 =3.93cm²
	En appuis	4.64	0.006	0.997	0.59	0	2.5	5HA10 =3.93cm²
Sens y	En travée	9.16	0.014	0.993	1.23	0	2.5	5HA10 =3.93cm²
	En appuis	4.64	0.007	0.996	0.62	0	2.5	5HA10 =3.93cm²

- **Condition de non fragilité :**

A_{min}=B/1000=25*100/1000=2.5cm²

Donc on adopte les sections : $\begin{cases} Ax = 4\Phi 10 = 3.14cm^2 \\ Ay = 4\Phi 10 = 3.14cm^2 \end{cases}$

- **Condition d'espacement :**

St=Min[2h=50cm,22cm] =22cm

On prend :S=25cm

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Suivant L_x :

$\tau u = V_{max}/bdx \leq \bar{\tau} = 0.07 fc28/\gamma b$

$V_{ux} = \frac{Pu*Lx*Ly}{2Ly+Lx}$ =48.16 kN

$\tau u_x = \frac{48.16*10^3}{1000*225}$ = 0.214 MPa < $\overline{\tau u}$=1.16MPa (C.V)

Suivant L_y :

$\tau u = V_{max}/bdy \leq \bar{\tau} = 1.16\ MPa$

$V_{ux} = \frac{Pu*Lx*Ly}{3Ly}$ =42.81 kN

$\tau u_x = \frac{42.81*10^3}{1000*215}$ = 0.199 MPa < $\overline{\tau u}$=1.16MPa (C.V)

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.7.6 : vérification à L'ELS :

Tableau III.42 : Calcul de Mser.

/		M_{ser}(KN.m)
Sens x	Travée	0.107*q_{ser}=0.107*62.86=6.72
	Appuis	0.5*Mt=0.5*6.72=3.36
Sens y	Travée	0.107*q_{ser}=0.107*62.86=6.72
	Appuis	0.5*Mt=0.5*6.72=3.36

- **Détermination de la valeur de (y) :**

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.43 : Vérification à L'ELS.

/		M_{ser} (KN.m)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	K(N/mm³)	δbc(MPa)	$\delta bc \leq \overline{\delta b}$
Sens x	Travée	6.72	2.5	8.56	40495.21	0.016	0.136	Oui
	Appuis	3.36	2.5	4.28	19344.62	0.017	0.074	Oui
Sens y	Travée	6.72	2.5	8.41	40448.15	0.016	0.134	Oui
	Appuis	3.36	2.5	4.21	19315.26	0.017	0.073	Oui

III.7.7 : vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Mx} \Rightarrow 0.166 > 0.0425$ **Vérifiée**

$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} \Rightarrow 0.166 > 0.028$ à 0.037 **Vérifiée**

$\frac{As}{bd} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow 1.115 * 10^{-4} < 5 * 10^{-3}$ **Vérifiée**

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7.8 : vérification de non poinçonnement :

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Qu \leq 0.045 * Uc * h * F_{cj}/\gamma_b$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Qu= 84 KN , γb = 1.5 , $f$cj = 25 MPa , h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

u= a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc=4h=100 cm

Qu = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =1875 KN…… (Condition vérifie)

CHAPITRE IV
Etude Thermique

IV.1. Introduction :

L'étude thermique d'un bâtiment consiste simplement en une mesure de sa performance énergétique.

Notre bâtiment a une longueur dépassant 25 m dans le sens des poutres secondaires, alors le règlement CBA 93 exige soit de mettre un joint de dilatation, soit de tenir compte de l'effet de variation de température.

Pour éviter le problème de diviser la structure en deux blocs courts, on va effectuer une étude thermique de telle façon on doit tenir compte l'effet de la température lors du calcul des sollicitations.

Vu que les dimensions en plan du bâtiment étudié sont supérieures à 25m,

Lx=28.10 m, Ly=18.30m ; il est impératif de faire une étude thermique.

IV.2. Effets de la température :

La température a une influence sur la vie de la structure. Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Le règlement CBA 93 exige une étude des actions de la température climatique que pour toutes constructions situées à l'air libre des variations uniformes de températures suivantes :

- En Algérie du nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.
- Pour la proche et le moyen sud : 45° C et - 20° C.
- Pour l'extrême sud : 50° C et -30° C.

IV.3. La procédure du calcul CBA 93[ART.3.3.2] :

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan Lx=28.10m et Ly=18.30m,

Un calcul à la température a été conduit sur la base :

$$\Delta t = -16°C$$

Les sollicitations les plus défavorable sont 1.35 G + 1.5 Q + 0.8T (ELU)

Sous l'effet de variation de la température, l'allongement on le raccourcissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \theta * L0 * \Delta t$$

Sachant que : $\delta = \Delta L / L$ donc ; $\delta = \Delta T * \theta$

La contrainte est évaluée par la loi de HOOK qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$N = E * \delta * S \qquad N = E * \theta * \Delta t * S$$

Avec :

ΔL : variation de la longueur de l'élément.

ΔT : variation de la température.

Θ : gradient thermique.

L0 : longueur de la poutre.

E : module de Young.

δ : contraint thermique.

S : surface de la poutre.

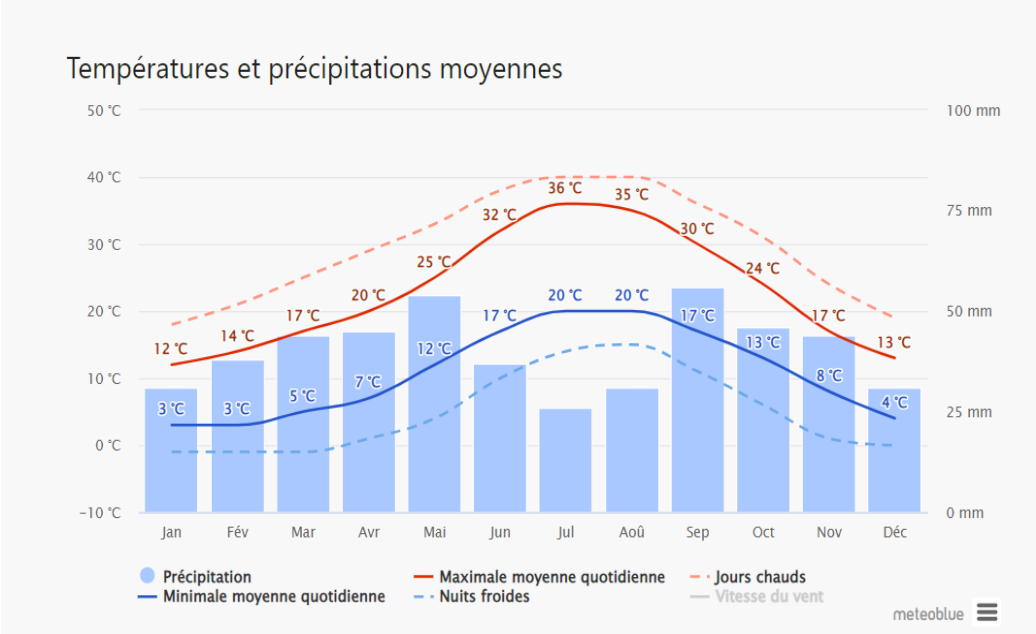


Figure IV.1 : températures et précipitation moyennes « site météoblue ».

- **Partie logiciel « SAP 2000 v 24 » :**

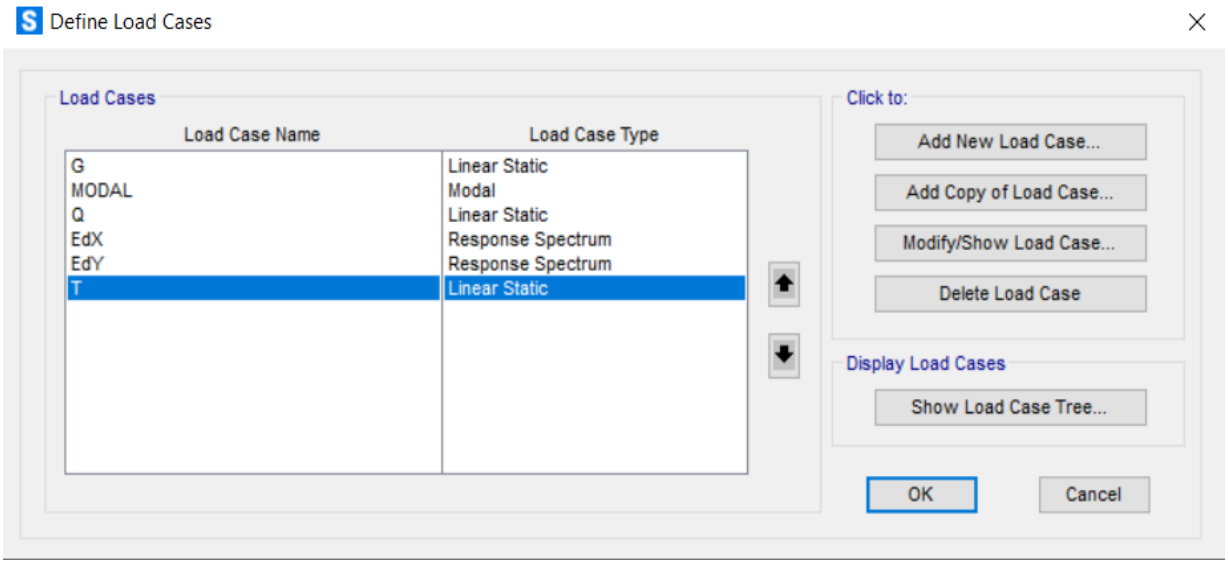


Figure IV.2 : déclaration de T par linéaires statique.

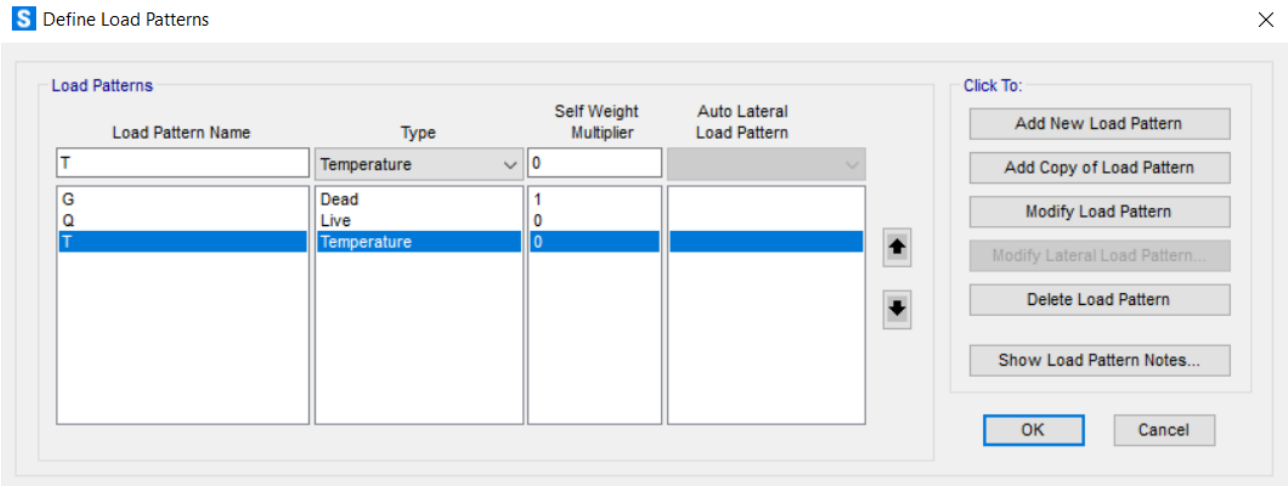


Figure IV.3 : déclaration de T par type température.

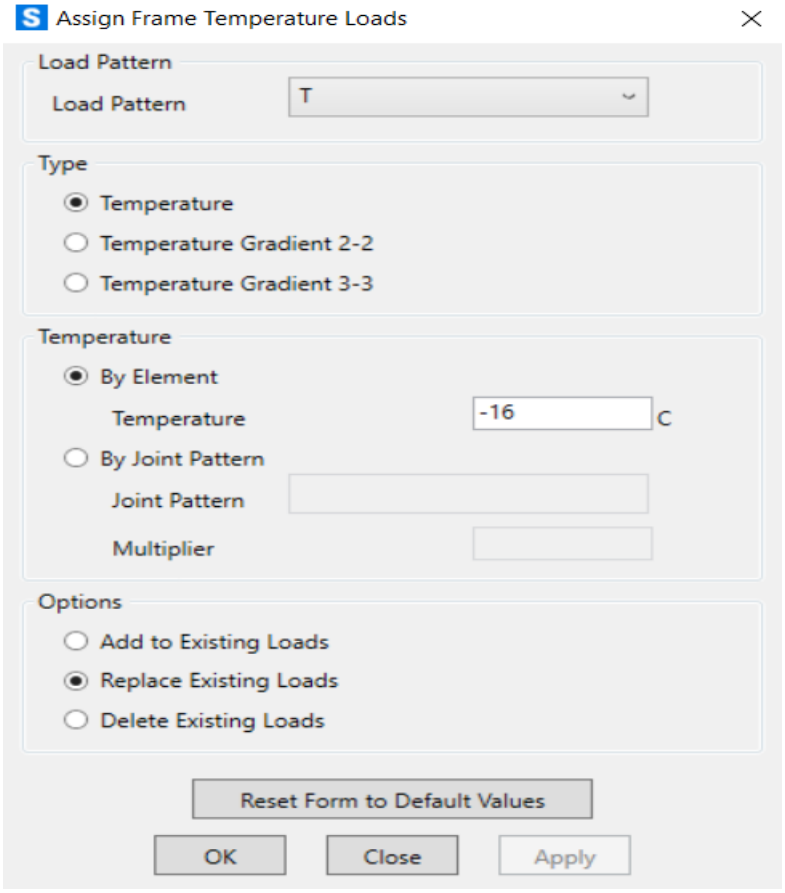


Figure IV.4 : déclaration de T.

IV.4. Résultats du calcul :

Tableau IV.1 : étude thermique.

E(mpa)	Sp(m²)	ΔT(°C)	Θ	Nx
32164.2	1.365	-16	$1*10^{-5}$	702.466

Tableau IV.2 : Ferraillage des poutres porteuses selon 1.35G+1.5Q+0.8T.

	Appuis					Travée			
Poutre	N (KN)	M_{max} (KN.m)	Combinaison	As(cm²)	As'(cm²)	N (KN)	M	As (Cm²)	As' (Cm²)
Terrasse	702.466	28.815	1.35G+1.5Q+0.8T	0.48	0	702.466	48.98	0	0

Tableau IV.3 : Ferraillage des poutres porteuses selon 1.35G+1.5Q+0.8T.

/	Appuis					Travée			
Poutre	N (KN)	M_{max} (KN.m)	Combinaison	As(cm²)	As'(cm²)	N (KN)	M	As (Cm²)	As' (Cm²)
	702.466	36.30	1.35G+1.5Q+0.8T	0	0	702.466	61.71	0	0

Conclusion :

On compare les sections d'armateur données par le tableau ci-dessus avec celle trouvées dans le chapitre V, on peut déduire que l'effet de la température sur la structure est n'est pas négligeable.

CHAPITRE V

ETUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction :

V.1.a. Introduction a l'action séismes :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts, caractérisé par des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, dites « ondes sismique » engendrant à leur tour un mouvement du sol. Ainsi toute construction en béton armé sera conçue pour reprendre les forces horizontales dues à l'action du vent ou du séisme.

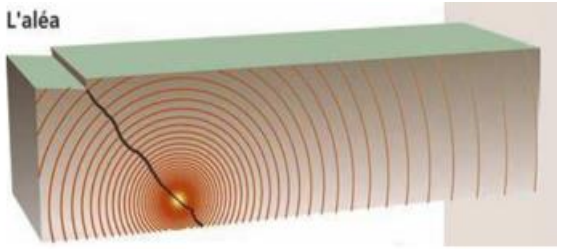


Figure V.1 : Propagation de l'onde séisme.

V.1.b. Introduction a l'action dynamique :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité,
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations,
- Minimiser les effets de torsion.

L'analyse dynamique d'un bâtiment est une étude complexe qui commence par la

Modélisation du bâtiment en question. Cette modélisation est menée en connaissant les caractéristiques de l'ouvrage qui interviennent dans la détermination des effets maximaux d'origine sismique.
L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

V.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse,
- Le centre de Torsion.

V.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments Constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule Suivante :

$$XG=\frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi} \qquad YG=\frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi}$$

Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré,

Xi et **Yi** : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global,

XG et **YG** : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableaux V.1 : Calcule de centre de masse.

Etage	$\sum Wi$	$\sum Wi * Xi$	$\sum Wi * Yi$	XG	YG
7éme	5165.95293	63217.4273	42074.0858	12.237	8.144
6éme	5165.95293	63217.4273	42074.0858	12.237	8.144
5éme	5142.77265	62742.2471	41840.9968	12.200	8.135
4éme	5142.77265	62742.2471	41840.9968	12.200	8.135
3éme	5109.51777	62491.704	41566.2203	12.230	8.135
2éme	5109.51777	62491.704	41566.2203	12.230	8.135
1ére	5098.28895	62354.4117	41476.2282	12.230	8.135
RDC	5098.28895	62354.4117	41476.2282	12.230	8.135

V.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT=\frac{\sum Iyi*Xi}{\sum Iyi} \qquad YT=\frac{\sum Ixi*yi}{\sum Ixi}$$

Avec :

- Ix et IY : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

- Xi, Yi: coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- XT,YT: coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

1. Pour les poteaux : $Ix=\frac{b*h^3}{12}$; $Iy=\frac{h*b^3}{12}$; $Ix=Iy=л\ D^4/64$
2. Pour les voiles pleins : $Ix=\frac{L*e^3}{12}$; $Iy=\frac{e*L^3}{12}$
3. Pour les voiles avec ouvertures : $I_e=\frac{an\ I}{\frac{60}{11}\frac{2mc}{(I1+I2)}\frac{A0.(\alpha\xi)}{\alpha^2}+1}$

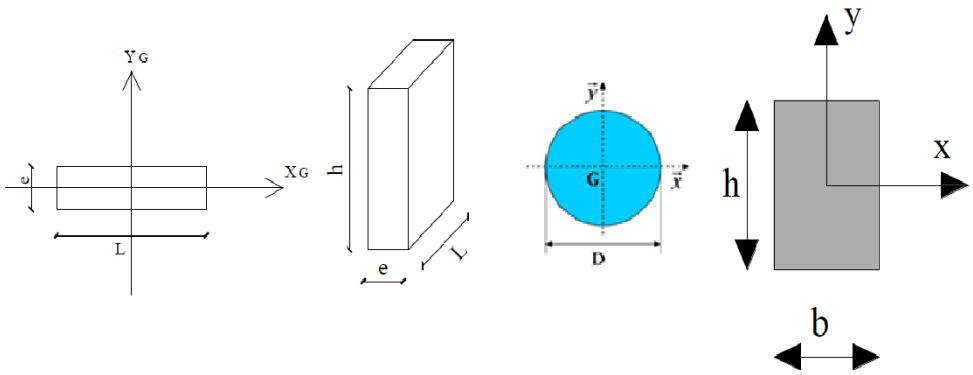


Figure V.2 :Dimension des voiles et poteaux.

Tableau V.2 : Calcule de centre de torsion.

Etage	$\sum Ixi$	$\sum Iyi$	$\sum Iyi * Xi$	$\sum Ixi * yi$	XT	YT
7éme	0.2320944	0.2320944	3.07894427	1.97823526	13.265	8.523
6éme	0.2320944	0.2320944	3.07894427	1.97823526	13.265	8.523
5éme	0.05002	0.05002	0.66548484	0.4239195	13.304	8.475
4éme	0.05002	0.05002	0.66548484	0.4239195	13.304	8.475
3éme	0.0842544	0.0842544	1.12106874	0.71431053	13.305	8.478
2éme	0.0842544	0.0842544	1.12106874	0.71431053	13.305	8.478
1ére	0.1254384	0.1254384	1.66887917	1.06334268	13.304	8.477
RDC	0.1254384	0.1254384	1.66887917	1.06334268	13.304	8.477

V.2.3. Excentricité : [RPA 99 V2003 Art 3.5.a.2]

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment =26.40 m
- Largeur du bâtiment =16.90 m
- Hauteur de RDC =3.20 m
- Hauteur d'étage =3.20 m

V.2.3.A. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$\text{Ex}=|XT - XG| \qquad \text{Ey} =|YT - YG|$$

Tableau V.3: Calcule d'excentricité.

/	Direction X			Direction Y		
Niveau (m)	X_G	X_I	$E_{X\ théo}$ **(m)**	Y_G	Y_I	$E_{Y\ théo}$ **(m)**
+25.60	12.237	13.265	1.028	8.144	8.523	0.379
+22.40	12.237	13.265	1.028	8.144	8.523	0.379
+19.20	12.200	13.304	1.104	8.135	8.475	0.34
+16	12.200	13.304	1.104	8.135	8.475	0.34
+12.80	12.230	13.305	1.075	8.135	8.478	0.343
+9.60	12.230	13.305	1.075	8.135	8.478	0.343
+6.40	12.230	13.304	1.074	8.135	8.477	0.342
+3.20	12.230	13.304	1.074	8.135	8.477	0.342

V.2.3.b. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion),
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} \mathbf{Ex = 0.05 * Lx} \\ \mathbf{Ey = 0.05 * Ly} \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.4: Calcule d'excentricité.

Niveau (m)	L_x(m)	L_y(m)	E_x(m)	E_y(m)
Tous les niveaux	26.40	16.90	1.32	0.84

V.2.3.c. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.005 Lx

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau V.5: Calcule d'excentricité totale.

/	Direction X			Direction Y		
Niveau (m)	$E_{x\ théo}$ (cm)	$E_{x\ Acc}$ (cm)	$E_{x\ théo}$+ $E_{x\ Acc}$	$E_{y\ théo}$ (cm)	$E_{y\ Acc}$ (cm)	$E_{y\ théo}$+ $E_{y\ Acc}$
+25.60	1.028	1.32	2.35	0.379	0.84	1.21
+22.40	1.028	1.32	2.35	0.379	0.84	1.21
+19.20	1.104	1.32	2.43	0.34	0.84	1.18
+16	1.104	1.32	2.43	0.34	0.84	1.18
+12.80	1.075	1.32	2.40	0.343	0.84	1.18
+9.60	1.075	1.32	2.40	0.343	0.84	1.18
+6.40	1.074	1.32	2.10	0.342	0.84	1.18
+3.20	1.074	1.32	2.10	0.342	0.84	1.18

V.3. Disposition des voiles :

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique-voiles), de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique le choix du positionnement des voiles qui doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique à égales distances par rapport aux axes de symétries dans les deux directions,
- Minimiser le bras de levier entre le Centre de Masse et le Centre de Rigidité,

- Assurer la continuité des voiles verticalement,

- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable,

- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles,

- Respect du nombre d'ouvertures par voile,

-Assurer une ductilité suffisante,

- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Les propositions des dispositions des voiles de contreventement :

Apres avoir fait plusieurs dispositions des voiles, nous retenons les dispositions ci-après :

1ére disposition (voile de contreventement) :

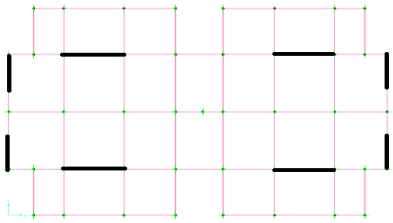


Figure V.3 : 1ére disposition des voiles.

Modes	**Mode 1/T1=0.86 s**	**Mode 2/T2=0.70 s**	**Mode 3/T3=0.57 s**
Suivant X (%)	0.07	64.98	0.03
Suivant Y(%)	51.91	0.09	10.19
Autour de Z(%)	28.42	0.05	4.43

2éme disposition :

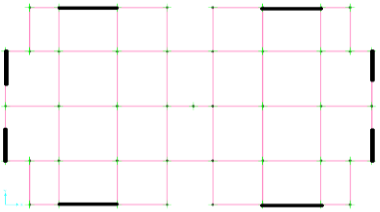


Figure V.4 : 2ére disposition des voiles.

Modes	**Mode 1/T1= 0.25 s**	**Mode 2/T2=0.11 s**	**Mode 3/T3= 0.11 s**
Suivant X (%)	0.00	27.42	17.65
Suivant Y (%)	72.55	0.01	0.00
Autour de Z (%)	24.21	0.00	0.03

3éme disposition :

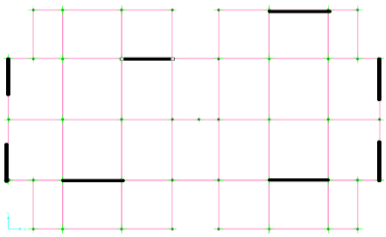


Figure V.5 : 3ére disposition des voiles.

Modes	Mode 1/T1=0.60 s	Mode 2/T2=0.63 s	Mode 3/T3=0.38 s
Suivant X (%)	57.60	5.67	0.03
Suivant Y (%)	4.44	48.20	10.80
Autour de Z (%)	2.20	24.47	5.65

4éme disposition (disposition finale) :

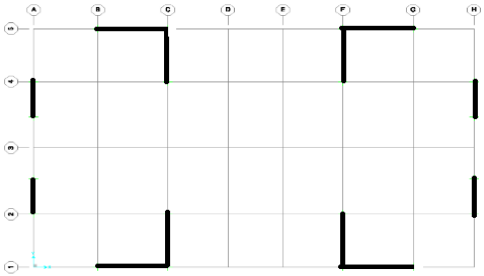


Figure V.6 : 4ére disposition des voiles (disposition finale).

Modes	Mode 1/T1=0.55 s	Mode 2/T2=0.52 s	Mode 3/T3=0.49 s
Suivant X (%)	0.35	63.90	0.28
Suivant Y (%)	63.26	0.35	0.01
Autour de Z (%)	0.00	0.28	63.20

Remarque :

Après plusieurs dispositions des voiles, on adopte pour cette disposition et la disposition finale.

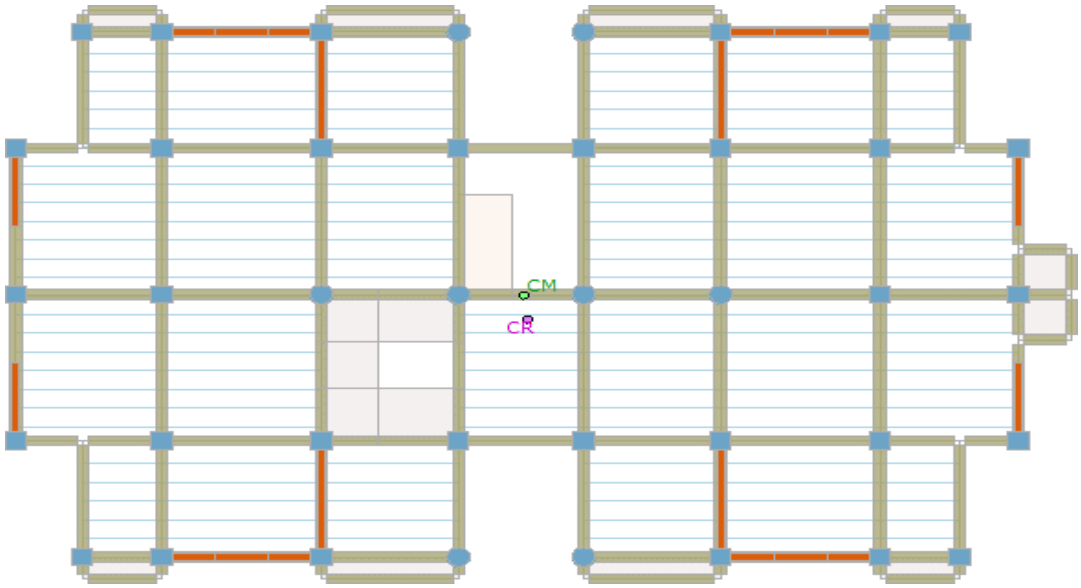


Figure V.7 : Position du centre de masse et centre de rigidité.

V.4. Vérification de l'excentricité [RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] :

a1. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a2.Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 26.40 m

Largeur du bâtiment = 16.90 m

a3.Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 3.96 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.54 m

V.4.1. Centre de Masse & Centre de Rigidité :

Tableau V.6: Centre de Masse & Centre de Rigidité.

Niveaux	Poids et centre de Masse			Rigidités et centre de Rigidité			
Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ kx (N/m)	∑ ky (N/m)	XR (m)	YR (m)
3.20	6113.561	13.357	8.423	9.471E+004	7.238E+004	13.567	7.369
6.40	5356.684	13.374	8.419	9.471E+004	7.238E+004	13.465	7.650
9.60	5304.170	13.375	8.421	9.471E+004	7.238E+004	13.458	7.733
12.80	5252.685	13.376	8.422	9.471E+004	7.238E+004	13.457	7.772
16.00	5205.171	13.377	8.424	9.471E+004	7.238E+004	13.458	7.793
19.20	5158.590	13.378	8.425	9.471E+004	7.238E+004	13.459	7.805
22.40	5116.078	13.379	8.426	9.471E+004	7.238E+004	13.460	7.812
25.60	5070.469	13.403	8.434	9.471E+004	7.238E+004	13.462	7.817
28.80	4585.063	13.281	8.330	9.471E+004	7.238E+004	13.463	7.819

V.4.2. Excentricité théorique :

Tableau V.7: Calcule d'excentricité théorique.

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	
3.20	0.210	1.054	✔
6.40	0.091	0.769	✔
9.60	0.083	0.688	✔
12.80	0.081	0.650	✔
16.00	0.081	0.631	✔
19.20	0.081	0.620	✔
22.40	0.081	0.614	✔
25.60	0.059	0.617	✔
28.80	0.182	0.511	✔

V.5. Méthodes de calculs :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes : **[ART 4.1.1 RPA99version2003]**

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

V.5.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [ART4.1.2 RPA99v2003]

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

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.5.2. Condition d'application de la méthodes dynamiques :

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

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

V.6. Choix de la méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.6.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

V.6.1.1. Spectre de réponse de calcul : [ART4.3.3 RPA99v2003]

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

A: coefficient d'accélération de zone

R: coefficient de comportement de la structure

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

η : facteur de correction d'amortissement

A- Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 [ART.3.1]

- ✓ Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

Wilaya de Médéa de groupe 2 donc : zone séismique IIa

- ✓ Classification de l'ouvrage selon son importance :

Le bâtiment étudié à usage de d'habitation selon **l'article 3.2 de RPA 99-version2003** Le bâtiment est dans le groupe 2

- ✓ Classification des sites :

Vu la non disposition du rapport de l'analyse topographique et géotechnique du sol nous prenons le type du site Meuble S3

B. Détermination des coefficients :

a) Coefficient d'accélération : **[TAB.4.1 RPA99version2003]**

Groupe d'usage :2

Zone sismique : IIa

- ✓ A=0.15

b) Facteur de correction d'amortissement η : **[TAB 4.2RPA99version2003]**

$\eta=\sqrt{7/(2+\xi}$=0.88

$\xi =$ Pourcentage d'amortissement critique

Étant donné que notre portique en béton armé et le remplissage Dense d'après l'RPA 99-version2003 on prend $\xi = 7$

c) Facteur de qualité Q : **[Tab.4.4 RPA99version2003]**

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

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

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

Tableau V.8 : Facteur de qualité.

/	Pq	
Critère q	**Observé**	**N/observé**
1.Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2.Redondance en plan	0	0.05
3.Régularité en plan	0	0.05
4.Régularité en élévation	0	0.05
5.Controle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6.Controle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
		Pq=0.15

Qx=Qy=1+0.15=1.15

d) Coefficient de comportement de la structure R :

Le coefficient de comportement de la structure R est en fonction du système voiles porteurs tel que

R= 3.5

R : coefficient de comportement global de la structure on prend **R = 3.5**

Justification du coefficient de comportement R [RPA version 2003 [Art 3.5]]:

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé >> R = 3.5

Sens X :

Tableau V.9 : vérification suivant sens X.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	**Poids Nz (kN)**	**Nz/Portiques**	**Nz / Voiles**	**Ti x (kN)**	**Tx/Portiques**	**Tx /Voiles (kN)**
28.80	4202.368	3478.379	723.989	795.944	0.000	795.944
25.60	8663.013	7217.847	1445.166	1478.616	0.000	1478.616
22.40	13461.076	11406.226	2054.850	2073.568	0.000	2073.568
19.20	18126.904	15457.292	2669.612	2585.769	0.000	2585.769
16.00	23291.270	20128.520	3162.750	3022.817	0.000	3022.817
12.80	28195.721	24476.978	3718.743	3380.587	0.000	3380.587
9.60	33735.861	29600.115	4135.746	3624.467	0.000	3624.467
6.40	38797.575	34084.616	4712.959	3562.361	0.000	3562.361
3.20	40274.736	27042.570	13232.166	4030.132	0.000	4030.132

Valeurs en pourcentage :

Tableau V.10 : Les Valeurs en pourcentage suivant X.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (%)	Nz / Portiques (%)	Nz / Voiles	Ti x (%)	Tx / Portiques	Tx / Voiles (%)
28.80	100	82.772	17.228	100	0.000	100.000
25.60	100	83.318	16.682	100	0.000	100.000
22.40	100	84.735	15.265	100	0.000	100.000
19.20	100	85.273	14.727	100	0.000	100.000
16.00	100	86.421	13.579	100	0.000	100.000
12.80	100	86.811	13.189	100	0.000	100.000
9.60	100	87.741	12.259	100	0.000	100.000
6.40	100	87.852	12.148	100	0.000	100.000
3.20	100	67.145	32.855	100	0.000	100.000

Sens Y :

Tableau V.11 : vérification suivant sens Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (kN)	Nz / Portiques (kN)	Nz / Voiles	Ti y (kN)	Ty / Portiques (kN)	Ty / Voiles
28.80	4922.587	3478.379	1444.208	841.167	0.000	841.167
25.60	10055.390	7217.847	2837.543	1504.349	0.000	1504.349
22.40	15447.232	11406.226	4041.006	2034.315	0.000	2034.315
19.20	20834.053	15457.292	5376.761	2473.718	0.000	2473.718
16.00	26461.665	20128.520	6333.145	2826.054	0.000	2826.054
12.80	32026.320	24476.978	7549.342	3114.530	0.000	3114.530
9.60	37861.631	29600.115	8261.516	3330.833	0.000	3330.833
6.40	43536.451	34084.616	9451.835	3466.083	0.000	3466.083
3.20	42446.317	27042.570	15403.747	3485.411	0.000	3485.411

Valeurs en pourcentage :

Tableau V.12 : Les Valeurs en pourcentage suivant Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (%)	Nz / Portiques (%)	Nz / Voiles (%)	Ti y (%)	Ty / Portiques (%)	Ty / Voiles (%)
28.80	100	70.662	29.338	100	0.000	100.000
25.60	100	71.781	28.219	100	0.000	100.000
22.40	100	73.840	26.160	100	0.000	100.000
19.20	100	74.192	25.808	100	0.000	100.000
16.00	100	76.067	23.933	100	0.000	100.000
12.80	100	76.428	23.572	100	0.000	100.000
9.60	100	78.180	21.820	100	0.000	100.000
6.40	100	78.290	21.710	100	0.000	100.000
3.20	100	63.710	36.290	100	0.000	100.000

e) Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2

T1, T2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie du site est attribué dans le tableau **[4.7 de RPA 99- version2003]**

Catégorie S3 : Site meuble $\begin{cases} T1 = 0.15\ S \\ T2 = 0.50\ S \end{cases}$

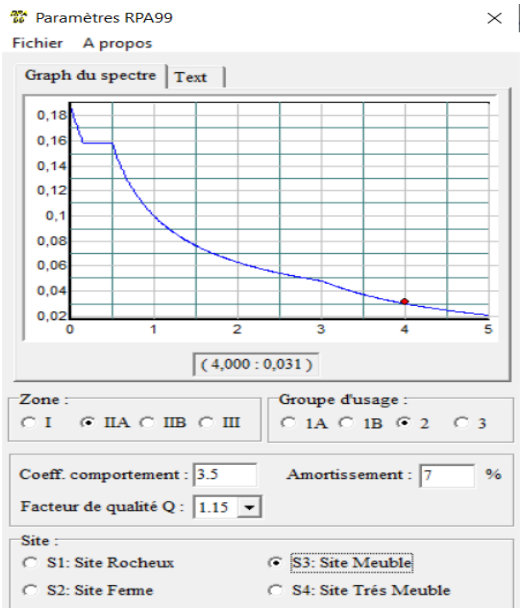


Figure V.8 : La courbe de spectre de réponse.

V.6.1.2. Analyses modales du modèle :

A. Estimation de la période fondamentale de la structure :

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau **[4.6 de RPA 99- version2003]**

Tableau V.13 : valeurs du coefficient CT.

cas n°	Système de contreventement	CT
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.05

Dans mon cas :

Tableau V.14 : Récapitulatif de finale.

Formule	Tx	Valeur (s)	Ty	Valeur (s)
4.6	Tx=$C_t\ h_n^{3/4}$	0.56	Ty=$C_t\ h_n^{3/4}$	0.56
4.7	Tx=0.09 $h_n\ /\sqrt{Lx}$	0.43	Ty=0.09 $h_n\ /\ \sqrt{Ly}$	0.53
Tx=		0.43	Ty=	0.53

Vérification de la période : "RPA 99 VERSION 2003" (Art 4.2.4.4)

Les valeurs de T calculées à partir de **SAP 2000 v24** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%

1.3 T emp =1.3 T num

Tableau V.15 : vérification des périodes.

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.43	0.55	0.56	CV
Y	0.53	0.52	0.68	CV

B. Calcul facteur d'amplification dynamique moyen :

Tableau V.16 : Résultat finale de facteur d'amplification [RPA99v2003 ART4.2].

/	ξ	η	T_2 (s)	0≤T≤T_2	T_2≤T≤3.0s	T≥3.0s	Valeur de D (s)
Dx	7	0.88	0.50	*			2.20
Dy	7	0.88	0.50		*		2.11

V.7. Résultats et vérification de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes ;
- Vérification de participation massique ;
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification de déplacement ;
- Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

V.7.1. Vérification de comportement :

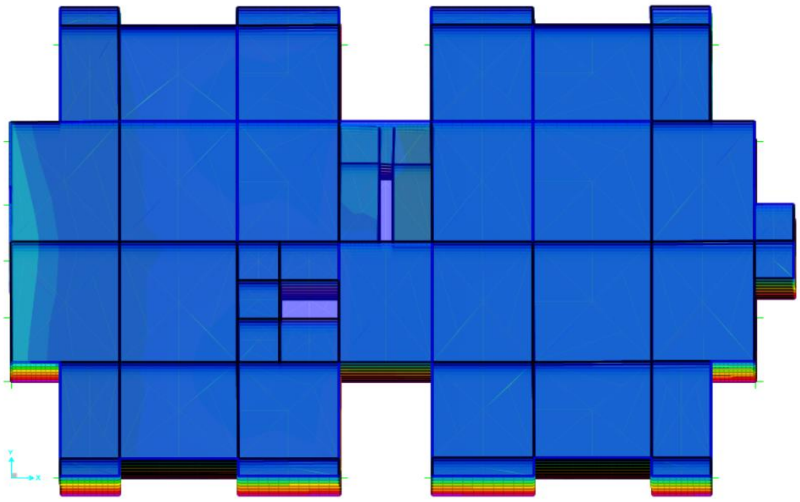


Figure V.9 : Mode 1.

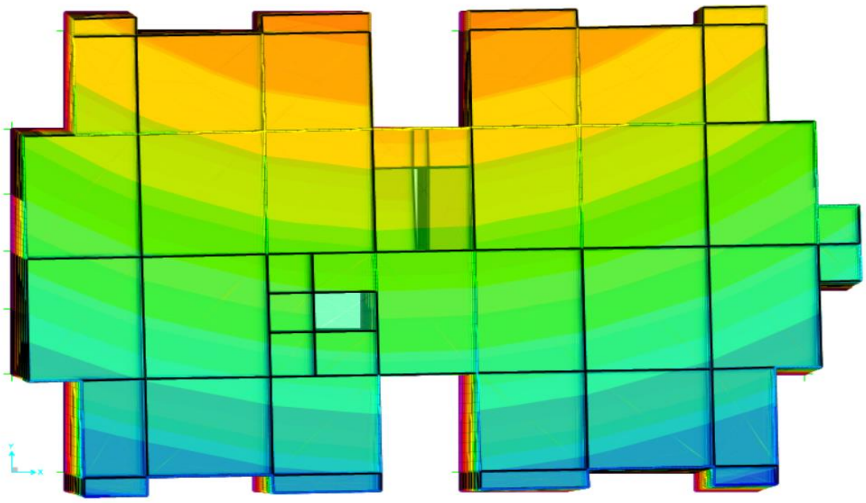


Figure V.10: Mode 2.

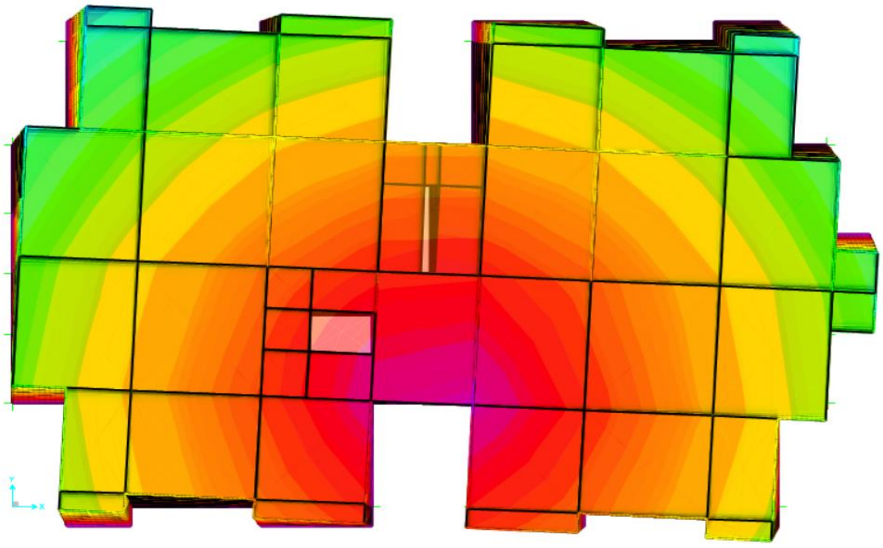


Figure V.11 : Mode 3.

Tableau V.17 : Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode2	Mode3
Translation suivant Y	Translation suivant X	Rotation autour de Z

V.7.2. Vérification de participation massique :

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 d'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 d'après **RPA99 version 2003, [Art 4.3.4.a].**
Les coefficients " αi " et les périodes sont portés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Coefficient de participation.

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sum UX (%)	Sum UY (%)	Sum RZ (%)
1	0.55	0.35	63.26	0.00
40	0.044	**90.02**	87.34	85.25
60	0.038	90.35	**91.06**	85.37
143	0.025	93.74	93.89	**90.63**

- Le temps total des modes retenus : 7.548 s ;
- Le mode retenu :143 modes.

V.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. **[RPA99 version 2003 Art 4.2.6]**

Donc il faut vérifier que $\frac{Vt}{V}$>0.8

a) Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V=Vx=Vy=\frac{A.D.Q}{R}.W$$

- W : Poids total de la structure

W=$\sum Wi$.

Wi=WG+βWQ, β=0.2 : coefficient de pondération.

W=47162.471 KN

La force sismique V :

Tableau V.19 : Calcul de la force sismique.

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	$\sum Wi$ (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)
0.15	2.205	2.116	3.5	1.15	1.15	47162.471	5093.547	5093.547

b) Calcul la charge dynamique :

Edx=$\int(spectre)x.W$ =4139.928 KN [8.77(%)]. W

Edy=$\int(spectre)y.W$ =3597.493 KN [7.62(%)]. W

c) Vérification de la force dynamique :

$\frac{Edx}{vsx}$ = 0.813 >0.8 **(C.V)**

$\frac{Edy}{vsy}$ = 0.706 <0.8 **(C.N.V)**

Donc ;

On a augmenté la force dynamique par rapport 0.8V/Vt :

Sx=$\frac{V.s.x}{Edx}$ ∗ 0.8 = 1 Donc ; SFx=1.13

Sy=$\frac{V.s.y}{Edy} * 0.8 = 1.14$ Donc ; SFy=1.02

V.7.4. Vérification de la stabilité au renversement :

a) Moment de stabilité :

Msx=396346.71 KN.m

Msy=630500.78 KN.m

b) Moment de Renversement :

Mrx=61703.230 KN.m

Mry=82475.920 KN.m

Alors ;

Le rapport :

$\frac{Msx}{Mrx}$= 4.657 > 1.5 (C.V)

$\frac{Msy}{Mry}$= 7.645 > 1.5 (C.V)

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

V.7.5. Vérification de déplacement en tête :

Le déplacement horizontal de la structure est donné par logiciel **SAP2000 V 24.**

$$\delta \text{ Réel} = \delta \text{ théorique} * R \leq \frac{H}{250} \quad \textbf{[RPA : Art 4.4.3]}$$

H : La hauteur total du bâtiment =25.60 m

R : Le coefficient de comportement =3.5

Donc ;

$\bar{\delta}adm$=$\frac{H}{250}$ =10.24 cm

- Sens x = Edx :

Déplacement en tête suivant x :6.395 cm

Déplacement en tête suivant y :0.536 cm

$$\delta x \text{ Réel} = \delta \text{ théorique .x} * R$$

$$= 6.42 \text{ cm (C.V)}$$

- Sensy = Edy :

Déplacement en tête suivant x :0.606 cm

Déplacement en tête suivant y :7.756 cm

$$\delta y \text{ Réel} = \delta \text{ théorique } .y * R$$

$$= 7.78 \text{ cm (C.V)}$$

- ✓ Vérification suivant X et Y :

Suivant X :

Tableau V.20 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x.

h etage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-etage(cm)	ε	lεl	verification
3,2	1,310	4,586	0,583	1,276	3,5	Vérifier
3,2	1,144	4,002	0,629	1,377	3,5	Vérifier
3,2	0,964	3,373	0,652	1,426	3,5	Vérifier
3,2	0,777	2,721	0,660	1,443	3,5	Vérifier
3,2	0,589	2,062	0,632	1,383	3,5	Vérifier
3,2	0,408	1,429	0,578	1,265	3,5	Vérifier
3,2	0,243	0,851	0,481	1,053	3,5	Vérifier
3,2	0,106	0,370	0,324	0,709	3,5	Vérifier
3,2	0,013	0,046	0,046	0,100	3,5	Vérifier

Suivant Y :

Tableau V.21 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y.

h etage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-etage(cm)	ε	lεl	verification
3,2	1,672308	5,853	0,782	1,711	3,5	Vérifier
3,2	1,448823	5,071	0,822	1,799	3,5	Vérifier
3,2	1,213854	4,248	0,845	1,849	3,5	Vérifier
3,2	0,97233	3,403	0,845	1,848	3,5	Vérifier
3,2	0,730959	2,558	0,806	1,762	3,5	Vérifier
3,2	0,500773	1,753	0,724	1,584	3,5	Vérifier
3,2	0,293822	1,028	0,588	1,287	3,5	Vérifier
3,2	0,125758	0,440	0,373	0,816	3,5	Vérifier
3,2	0,019192	0,067	0,067	0,147	3,5	Vérifier

Commentaire :

- Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux,
- La déformation ne pas dépasser la limite élasto-plastique dans les deux directions**,**
- La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. **[RPA.2003. Art 2.5.5]**

V.7.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RPA.V.2003. ART 5.9]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta=(Pk*\Delta k)/(Vk*hk)\leq 0.10$…… **Suivant X et Y**

Pk : Poids total de la structure ;

Δk : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;

Vk : effort tranchant d'étage au niveau « K » ;

Hk : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta k}$$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

Suivant X et Y :

Tableau V.22 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant X-Y.

Diaphragm N°	Niveau (m)	Wi (kN)	Wi*hi	Edx (kN)	Edy (kN)	Vkx (kN)	Vky (kN)
I_ DIAPH_ 3.20	3,2	6115,2597	19568,831	4139.928	3597,493	242,112	242,699
h_ DIAPH_ 6.4	6,4	5358,3201	34293,249			424,288	425,316
G_ DIAPH_ 9.6	9,6	5305,9347	50936,973			630,209	631,737
F_ DIAPH_ 12.8	12,8	5254,1379	67252,965			832,076	834,093
E_ DIAPH_ 16	16	5206,6575	83306,520			1030,696	1033,194
D_ DIAPH_ 19,2	19,2	5160,1581	99075,036	4139.929	3598,493	1225,789	1228,760
C_ DIAPH_ 22,4	22,4	5117,5827	114633,852			1418,288	1421,726
B_ DIAPH_ 25,6	25,6	5072,1624	129847,357			1606,515	1610,409
A_ DIAPH_ 28,8	28,8	4586,4693	132090,316			1634,266	1638,226
			255358,538				

hk (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	θx	θy	SFx	Sfy
320	1,310	1,672	**0,103**	**0,132**	1,1	1,2
320	1,144	1,449	**0,045**	**0,057**	1,0	1,1
320	0,964	1,214	**0,025**	**0,032**	1,0	1,0
320	0,777	0,972	**0,015**	**0,019**	1,0	1,0
320	0,589	0,731	**0,009**	**0,012**	1,0	1,0
320	0,408	0,501	**0,005**	**0,007**	1,0	1,0
320	0,243	0,294	**0,003**	**0,003**	1,0	1,0
320	0,106	0,126	**0,001**	**0,001**	1,0	1,0
320	0,013	0,019	**0,000**	**0,000**	1,0	1,0

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

V.8. Vérification des contrainte frame : [Art A.5.1 CBA93]

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Donc ;

Tableau V.23 : Vérification des contrainte frame.

section	b(cm)	h(cm)	T(v2) (kN)	combinaison	situation	Ɣb	position	τ (mpa)	τ adm (mpa)	verification
Pp 30x40	30	40	176,996	ELU	durable	1,5	rive	1,573	2,50	vérifier
Ps 30x35	30	35	78,551	ACC	accidentelle	1,15	rive	0,806	3,26	vérifier
Ppalier 30*30	30	30	24,654	ACC	accidentelle	1,15	intermediare	0,299	4,35	vérifier
Long 30x35	30	35	7,646	ELU	durable	1,5	intermediare	0,078	3,33	vérifier
China 30*35	30	35	31,386	ACC	accidentelle	1,15	rive	0,322	3,26	vérifier

Commentaire :

- Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux
- Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent 100% de charges horizontale (t), donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

V.9. Vérification de l'Effort normal réduit : [Art 7.1.3.3]

Selon RPA version 2003, On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Tableau V.24 : Vérification des poteaux.

Section	b(cm)	h(cm)	N (kN)	Bc (mm²)	Combinaison	fc28 (MPA°)	γ (mpa)		verification
pot 55x55	55	55	1803,874	280900	G+Q+Edx	25	0,257	0,3	Vérifier
pot 55x55	55	55	1848,847	280900	G+Q+Edy	25	0,263	0,3	Vérifier
pot 50x50	50	50	1290,961	230400	G+Q+Edx	25	0,224	0,3	Vérifier
pot 50x50	50	50	1224,675	230400	G+Q+Edy	25	0,213	0,3	Vérifier
pot 45x45	45	45	826,558	184900	G+Q+Edx	25	0,179	0,3	Vérifier
pot 45x45	45	45	812,161	184900	G+Q+Edy	25	0,176	0,3	Vérifier
pot 40x40	40	40	283,407	144400	G+Q+Edx	25	0,079	0,3	Vérifier
pot 40x40	40	40	272,512	144400	G+Q+Edy	25	0,075	0,3	Vérifier
pot cir 60	0	60	283,407	188	G+Q+Edx	25	0,05	0,3	Vérifier
pot cir 60	0	60	272,512	188	G+Q+Edy	25	0.05	0,3	Vérifier

V.10. Vérification contrainte voile :

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu \text{ calculé}$$

$$\bar{\tau} = 0.2fc28$$

Tableau V.25 : Vérification des voiles.

b(cm)	L(cm)	T (kN)	τ (mpa)	τ adm (mpa)	Vérification
20	420	271,249	0,359	5,00	Vérifier
20	250	8,674	0,019	5,00	Vérifier
20	375	150,005	0,222	5,00	Vérifier

Conclusion :

à partir les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre Bâtiment relativement dimensionné il peut vis-à-vis après un ferraillage est bien fait, est bien dimensionné, elle peut résister aux différents chocs extérieurs.

CHAPITRE VI

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. Étude des éléments structuraux :

VI.1.a. Introduction :

Le présent chapitre est consacré à l'étude des éléments principaux poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.
Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel Robot Expert , qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les combinaisons données par les règles du C.B.A93 :

ELU : 1,35G+1,5Q
ELU : 1,35G+1,5Q+0,8T
ELS : G+Q

- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

G + Q ± E
0,8 G ± E
Avec :
G : charges permanentes.
Q : charges d'exploitation.
E : charges sismiques.

VI.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés à reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à **25%** pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée déviée.
Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :
Nmax=>Mx correspondant et My correspondant
Mx max =>My correspondant et Ncorrespondant
My max =>Mx correspondant et Ncorrespondant
Nmin=>Mx correspondant et My correspondant

VI.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :

- ✓ **Armatures longitudinales :**

-Les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence**, droites et sans crochets
-Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

1. **Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0,8% x b x h :**

Poteau (55*55) : Amin=0.008*55*55 = 24,2 cm²
Poteau (50*50) : Amin=0.008*50*50=20 cm²
Poteau (45*45) : Amin=0.008*45*45 = 16,2cm²
Poteau (40*40) : Amin=0.008*40*40= 12,8 cm²
Poteau cir D=60 cm : Amin=0.008*л*r²= 22,60cm²

2. **Le pourcentage minimal d'armatures sera de 6% x b x h :**

Poteau (55*55) : Amin=0,06*55*55 = 181,5 cm²
Poteau (50*50) : Amin=0,06*50*50=150 cm²

Poteau (45*45) : Amin=0,06*45*45 = 121,5 cm²
Poteau (40*40) : Amin=0,06*40*40= 96 cm²
Poteau cir D=60 cm : Amin=0,06*л*r²= 169,56 cm²

3. **Le pourcentage minimal d'armatures sera de 3% x b x h :**

Poteau (55*55) : Amin=0,03*55*55 = 90,75 cm²
Poteau (50*50) : Amin=0,03*50*50=75 cm²
Poteau (45*45) : Amin=0,03*45*45 = 60,75 cm²
Poteau (40*40) : Amin=0,03*40*40= 48 cm²
Poteau cir D=60 cm : Amin=0,03*л*r²= 84,78 cm²

- Calcul de ferraillage à l'ELU ou l'ACC
- Section minimales et maximales selon **[RPA2003 Art 7.5.2.1]**

$$0{,}9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 3\% \text{ (Zone courant)}$$

$$0{,}9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 6\% \text{ (Zone de recouvrement)}$$

Le diamètre minimum est de 12 mm.

- Section minimales et maximales selon **[CBA93 Art.B.6.4]**

Section tendu Atmin= 0,1%. b.h (cm²).

- La longueur minimale de recouvrement

40 Ø Max en zone I, IIa
50 Ø Max en zone IIb, III

- Matériaux **:**

Béton : Fc28=25 (MPa) Résistance du béton a 28 jours,
Acier : Fe=400 (MPa) Résistance de l'acier.

- Zone sismique : zone IIa

✓ **Armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :
-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{St} = \frac{pa*vu}{h1*fe}$$ **[ART 7.4.2.2 RPA 2003]**

vu : Effort tranchant de calcul,
pa : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant,
$h1$: Hauteur totale de la section brute,
fe : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$$\rho_d = \begin{cases} 2{,}5 & Si\ \lambda g \geq 5 \\ 3{,}75 & Si\ \lambda g < 5 \end{cases}$$ Avec : λg élancement géométrique.

At : Armatures transversales.
St : Espacement des armatures transversales.
La valeur maximum d'espacement en zone IIa est fixée comme suit :

-Dans la zone nodale :

$$s_t \leq \{\min(10\text{ɵ}; 15\ cm)$$

- Dans la zone courante : St ≤ 15ɵt

VI.2.2. Recommandations du CBA93 :

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq A_{min} = \frac{B.h}{1000}$$ [A.7.1.2.1 CBA93]

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Theta 1 \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Theta 1\right]$$ [A.6.4.2 CBA93]

Calcule et vérification de l'espacement :

St=min[0.9d ;40cm] [A.5.1.2.2 CBA93]

$$\frac{At*fe}{b*st} \geq 0.4 \text{ MPa}$$ [A.5.1.2.2 CBA93]

$$\frac{At}{b0*st} \geq \text{□}s\left(\frac{\tau u - 0.3*K*ft28}{0.9*fe[cos\alpha + sin\alpha]}\right)$$ [A.5.1.2.3. CBA93]

Avec : K=1 , α=90

VI.2.3. Calcul des armatures :

Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel « Robot Expert » et on compare avec le minimum du RPA (Amin).

VI.2.3.1. Armatures longitudinales :

TableauVI.1 : calcul les armatures longitudinales.

Etage	Section	Situ	Sollicitation						A cal		AMin RPA (cm²)	A choisire
Sous-sol+RDC+ 1ére Étage	55*55	Acc	Nmax	-1710,3	Mxc	0,168	Myc	0,188	4,4	S.E.C	24.2	4HA20 + 8HA16 =28,65
		Acc	Mmax	-117,43	Ncor	-9,60	Myc	-0,10	4,4	S.E.C		
		Acc	Nymax	-8,6478	Ncor	-485,6	Mxc	-121,29	4,4	S.E.C		
		Dur	Nmin	10,984	Mxc	440,31	Myc	11,12	4,4	S.E.C		
2éme Étage+ 3éme Étage	50*50	Acc	Nmax	-442,01	Mxc	19,473	Myc	-0,147	2,5	S.E.C	20	4HA20 + 8HA14 = 24,87
		Acc	Mmax	-57,086	Ncor	-536,2	Myc	-3,5966	2,5	S.E.C		
		Acc	Nymax	-1449,3	Ncor	-147,5	Mxc	-54,616	2,5	S.E.C		
		Acc	Nmin	-72,248	Mxc	-25,43	Myc	56,8353	2,5	S.E.C		
4éme Étage+ 5éme Étage	45*45	Acc	Nmax	-939,25	Mxc	20,667	Myc	-21,50	3,8	S.E.C	16,2	4HA16 + 8HA14 =20,35
		Acc	Mmax	-332,98	Ncor	-9,899	Myc	-49,916	3,8	S.E.C		
		Acc	Nymax	-381,67	Ncor	-14,12	Mxc	29,1204	3,8	S.E.C		
		Dur	Nmin	148,46	Mxc	0,5366	Myc	1,2831	3,8	S.E.C		
6éme Étage+ 7éme Étage	40*40	Acc	Nmax	-453,03	Mxc	0,8115	Myc	-6,3913	3,2	S.E.C	12,8	4HA14 + 8HA12 =15,2
		Dur	Mmax	55,6718	Ncor	-115,4	Myc	54,6086	3,2	S.E.C		
		Acc	Nymax	-236,46	Ncor	-452,3	Mxc	-19,55	3,2	S.E.C		
		Dur	Nmin	17,074	Mxc	33,969	Myc	17,074	3,2	S.E.C		
Pot cir D=60	D=60	Acc	Nmax	-2357,6	Mxc	-17,23	Myc	-10,11	7,5	S.E.C	22,60	12 HA16 =24,13
		Acc	Mmax	83,3491	Ncor	-120	Myc	-110,1	7,5	S.E.C		
		Acc	Nymax	-45,26	Ncor	-111,2	Mxc	-70,68	7,5	S.E.C		
		Acc	Nmin	-36,085	Mxc	-69,12	Myc	-55,78	7,5	S.E.C		

S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.P.T : section partiellement tendue.

a) Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser – Nser) selon les règles CBA93, Concernant la flexion composée.
Et il faut vérifier que :
-Pour la fissuration peu nuisible :
$\sigma b \leq \sigma b = 0.6\ fc28 = 15$

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma b=\frac{N\ ser}{B0}+\frac{M'G.V1}{I'G} \qquad \sigma s=15.[\frac{N\ ser}{B0}+\frac{M'G.(v1-c')}{I'G}$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma b=K.y1 \qquad \sigma s=15K.(d-y1)$$

On doit vérifier que : $\sigma b \leq \overline{\sigma b}$

La fissuration est considérée :

-Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire.

-préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$ = Min $\left[\frac{2}{3}\ fe; 110\sqrt{n * ftj}\right] = 2016\ MPa$

b) Hypothèse de calcul à partir de BAEL :

Si $e_0=\frac{Mser}{Nser} < \frac{h}{6}$ section entièrement comprimée

Si $e_0<\frac{h}{6}$ section est partiellement comprimée

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

TableauVI.2 : vérification des contraintes à ELS.

/	Section (Cm^2)	Mser (KN.m)	Nser (KN)	A (cm^2)	Fissur-ation	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$	$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$
Rive	55*55	12,0405	-1644,6	28,65	Préj	3,6	83,8	15	2016
	55*55	12,7284	-1445,5		Préj	3,6	83,8	15	2016
	55*55	18,7268	-1249,6		Préj	3,6	83,8	15	2016
	50*50	14,2659	-1056,2	24,87	Préj	3,2	61,8	15	2016
	50*50	18,1601	-434,12		Préj	1,8	20,1	15	2016
	45*45	15,1264	-331,74	20,35	Préj	1,9	17,2	15	2016
	45*45	18,9095	-240,68		Préj	1,8	8,2	15	2016
	40*40	13,7235	-153,50	15,2	Préj	1,7	4,1	15	2016
	40*40	21,3096	-65,821		Préj	1,9	0,0	15	2016
	0*60	6,2725	-838,49	24,13	Préj	2,9	42,7	15	2016
Interméd-iaire	55*55	8,0605	-1644,6	28,65	peu	3,5	-	15	-
	55*55	12,7284	-1445,5		peu	3,2	-	15	-
	55*55	12,2778	-1249,6		peu	2,8	-	15	-
	50*50	11,2594	-1056,2	24,87	peu	3,1	-	15	-
	50*50	13,8768	-869,77		peu	2,7	-	15	-
	45*45	11,8186	-685,51	20,35	peu	2,8	-	15	-
	45*45	14,8574	-507,28		peu	2,4	-	15	-
	40*40	11,3647	-330,51	15,2	peu	2,1	-	15	-
	40*40	17,7075	-173,58		peu	2,0	-	15	-
	0*60	23,2481	-1719,0	24,13	peu	6,3	-	15	-

Remarque :

Préj : fissuration préjudiciable.
peu : fissuration peu nuisible.

VI.2.3.2. Calcul des Armatures transversales :

- **Selon le CBA93 :**

-Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Øt est donné par la relation :

$$\text{ɵ} \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \text{ɵ}l\right]$$

ɵl : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

-Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\text{St} \leq \frac{0.9*At*\frac{fet}{\gamma s}}{b0(\tau u - 0.3*ft28*k)}$$

-Sachant que, dans le cas de la flexion composée.

$$\text{K}=1+3*\frac{Nu}{B*fc28}$$

-st ≤Min[0.9d,40cm]
Et :

$$\frac{At*fet}{b0*st} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

- **Selon le RPA99 version 2003 [Art 7.4.2.2] :**

$$\text{St}=\frac{h.fe.At}{p.Vu}$$

-At=nt*at
-p : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3,5), donc :
λ >5 Pour tous les poteaux : At = At min = 0,003 * t *b1

Application des recommandations :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant, en respectant les conditions précédentes :

TableauVI.3 : ferraillage transversale des poteaux.

Etage	Section	Zone	St(cm)	A adoptée
Sous-sol +RDC+1er	55*55	Nodale	10	4HA10
		Courant	15	4HA10
2^{éme}+3^{éme}	50*50	Nodale	10	4HA10
		Courant	15	4HA10
4^{éme}+5^{éme}	45*45	Nodale	10	4HA10
		Courant	15	4HA10
6^{éme}+7^{éme}	40*40	Nodale	10	4HA10
		Courant	15	4HA10
Tous les étages	Pot cir D=60	Nodale	10	4HA10
		Courant	15	4HA10

VI.2.3.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

TableauVI.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Poteaux	Zone	$\frac{At}{St*b}(\%)$	$\frac{At}{St*b} > 0{,}3(\%)$
55*55	Nodale	0,571	Oui
	Courant	0,481	Oui
50*50	Nodale	0,628	Oui
	Courant	0,419	Oui
45*45	Nodale	0,697	Oui
	Courant	0,465	Oui
40*40	Nodale	0,785	Oui
	Courant	0,523	Oui
0*60	Nodale	0,523	Oui
	Courant	0,458	Oui

c) Vérification de cisaillement :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Dans notre projet :

Selon le RPA.99 versions 2003 [2 : 7.4.3.2] :

- $\lambda > 5$ alors, $p_d = 0.075$
- $\tau u = p_d * fc28$

TableauVI.5 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	Combinaison	Vx max (KN)	$\tau u=\frac{vu}{b0.d}$	[τu]RPA (MPa)	τu≤[τu]
55*55	G+Q+Edx	91,729	0,03	1,87	CV
50*50	G+Q+Edx	69,227	0,03	1,87	CV
45*45	G+Q+Edx	57,501	0,03	1,87	CV
40*40	G+Q+Edx	48,324	0,03	1,87	CV
D=60	G+Q+Edx	45,361	0,78	1,87	CV

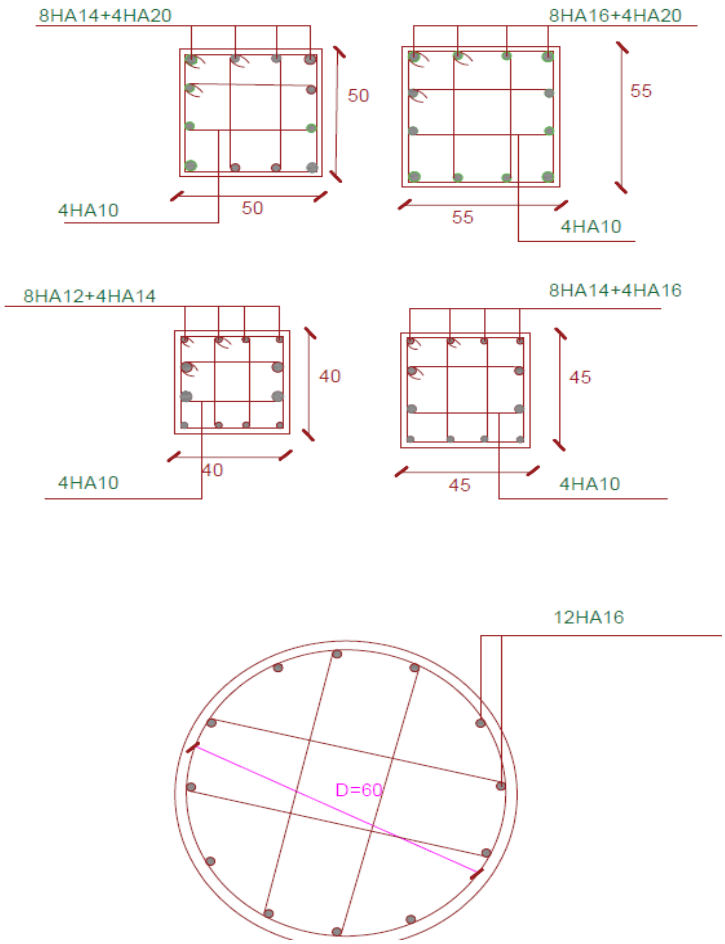


Figure VI.1 : ferraillage des poteaux.

VI.3. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations.

TableauVI.6 : Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
ϒb=1,5	ϒs=1,15	ϒb=1,15	ϒs=1
δb=25 MPA	FeE400	δb=25 MPA	FeE400
δb=14,2 MPA	δs=348 MPA	δb=18,48 MPA	δs=400 MPA

VI.3.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :

- **Armatures longitudinales :**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de **0,5%.b.h :**

Poutre principale (30*40) =0,005*30*40=6 cm²
Poutre secondaire (30*35) =0,005*30*35=5,25 cm²

2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en Zone courante :
Poutre principale (30*40)=0,04*30*40=48 cm²
Poutre secondaire (30*35)=0,04*30*35=42 cm²

6% en Zone nodale :
Poutre principale (30*40)=0,06*30*40=72 cm²
Poutre secondaire (30*35)=0,06*30*35=63 cm²

3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 40φ en Zone IIa .
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$At= 0,003*st *b$$

Avec :
b : Largeur de la poutre.
St : Espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
Dans la zone nodale :

$$St=\min [h/4 ;12 \varphi 1]$$

Dans la zone courante :

$$St\leq\frac{h}{2}$$

VI.3.2. Calcul des armatures :

Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel « Robot expert » et on compare avec le minimum du RPA (Amin).

VI.3.2.1. Armatures longitudinales :

TableauVI.7 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.

Elément	Niveau	Position	Mu (KN.m)	Comb	A' (Cm²)	A cal (cm²)	Amin [RPA] cm²	A choisir (cm²)	A adopté (cm²)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	43,687	ELU	0,00	3,5	6	9,24	Appui : 3HA14 +3HA14
		Appui	-33,703	ELU	0,00	2,7	6		
	Etages	Travée	52,1127	ELU	0,00	4,2	6		Travée : 3HA14
		Appui	-102,12	ELU	0,00	8,6	6		
Rive	Terrasse	Travée	81,5268	ELU	0,00	7,4	6	9,24	Appui : 3HA14 +3HA14
		Appui	-111,513	G+Q-Ey	0,00	8,0	6		
	Etages	Travée	104,0837	ELU	0,00	8,8	6		Travée : 3HA14
		Appui	-98,638	G+Q-Ey	0,00	7,1	6		

TableauVI.8 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

Elément	Niveau	Position	Mu (KN.m)	Comb	A' (cm²)	A cal (cm²)	Amin [RPA] cm²	A choisir (cm²)	A adopté (cm²)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-46,1909	G+Q-Ex	0,00	3,7	5.25	5,65	3HA12 + 2HA12
	Etages	Appui	-54,0241	G+Q-Ex	0,00	4,4	5.25		
Rive	Terrasse	Appui	-48,6871	G+Q-Ex	0,00	3,9	5.25		
	Etages	Appui	-66,345	G+Q-Ex	0,00	5,4	5.25		

TableauVI.9 : Ferraillage pour les poutres d'étude thermique.

Elément	Niveau	Position	Mu (KN.m)	Comb	A' (cm²)	A cal (cm²)	Amin [RPA] cm²	A choisir (cm²)	A adopté (cm²)
PS (30*35)	Terrasse	Appui	-46,81	G+Q-Ex	0,00	3,8	5.25	6,79	3HA12 + 3HA12

VI.3.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

TableauVI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

Elément	Niveau	Position	Mser (KN.m)	A adoptée (cm^2)	σb (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	Vérifier
Rive	Terrasse	Travée	8,5123	9,24	0,8	15	10,20	2016	CV
		Appui	-22,9483	9,24	2,7	15	30,10	2016	CV
	Etages	Travée	12,0785	9,24	1,1	15	14,40	2016	CV
		Appui	-28,4048	9,24	3,4	15	37,3	2016	CV

TableauVI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

Elément	Niveau	Position	Mser (KN.m)	A adoptée (cm^2)	σb (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	Vérifier
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-26,065	5,65	4,4	15	47,8	2016	CV
	Etages	Appui	-19,910	5,65	3,2	15	34,9	2016	CV
Rive	Terrasse	Appui	-27,371	5,65	4,5	15	49,5	2016	CV
	Etages	Appui	-36,694	5,65	6,0	15	66,1	2016	CV

TableauVI.12 : Vérification à l'ELS des poutres secondaires d'étude thermique.

Elément	Niveau	Position	Mser (KN.m)	A adoptée (cm^2)	σb (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	Vérifier
PS (30*35)	Terrasse	Appui	-27,72	5,65	0,0	15	161	2016	CV

VI.3.4. Calcul des armatures transversales :

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après **RPA99 v 2003 Art7.5.2.2**

TableauVI.13 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements.

/		CBA 93		RPA99 v2003			St adopté		A choisie (Cm²)
Elément	τu (MPa)	St (Cm)	At (Cm²)	S_{tzN} (Cm)	S_{tzC} (Cm)	At (Cm²)	S_{tzN} (Cm)	S_{tzC} (Cm)	
P.P	1,18	34,2	1,02	10	20	3,07	10	20	4HA8=2,01
P.S	1,48	29,7	1,03	8,75	17,5	2,67	10	20	4HA8=2,01

VI.3.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau u=\frac{Vu}{b0*d}$$

TableauVI.14 : Calcul de $\overline{\tau u}$.

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau u}$	$\bar{\tau_u} = \min\left[0.15 \times \frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right]$	$\bar{\tau_u} = \min\left[0.2 \times \frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right]$
Situation durable	$\overline{\tau u}$=2,5 MPa	$\overline{\tau u}$=3,3 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau u}$=3,3 MPa	$\overline{\tau u}$=4,34 MPa

TableauVI.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

	Niveau	Vu max (KN)	Combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau u}$ (MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
Intermédiaire	Terrasse	110,801	ELU	0,097	3,33	CV
	Etage	112,416	ELU	0,098	3,33	CV
Rive	Terrasse	47,455	ELU	0,041	2,5	CV
	Etage	55,992	ELU	0,049	2,5	CV

TableauVI.16 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

	Niveau	Vu max (KN)	Combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau u}$ (MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
Intermédiaire	Terrasse	22,184	ELU	0,022	3,33	CV
	Etage	42,268	G+Q+Ex	0,042	3,33	CV
Rive	Terrasse	48,841	G+Q+Ex	0,049	2,5	CV
	Etage	65,479	G+Q+Ex	0,066	2,5	CV

VI.3.6. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K.M_0$ $(0{,}75 \leq K \leq 0{,}85)$

Ou K : est un coefficient rédacteur, on prend K = 0.75.

TableauVI.17 : Vérification de la flèche des poutres.

	1ére condition			2ére condition			3ére condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0,08	0,06	CV	0,08	0,07	CV	0,001	0,01	CV
PS	0,08	0,06	CV	0,08	0,07	CV	0,001	0,01	CV

Remarque :

On remarque que les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions porteuses (Poutre principale) et non porteuse (poutre secondaire), alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

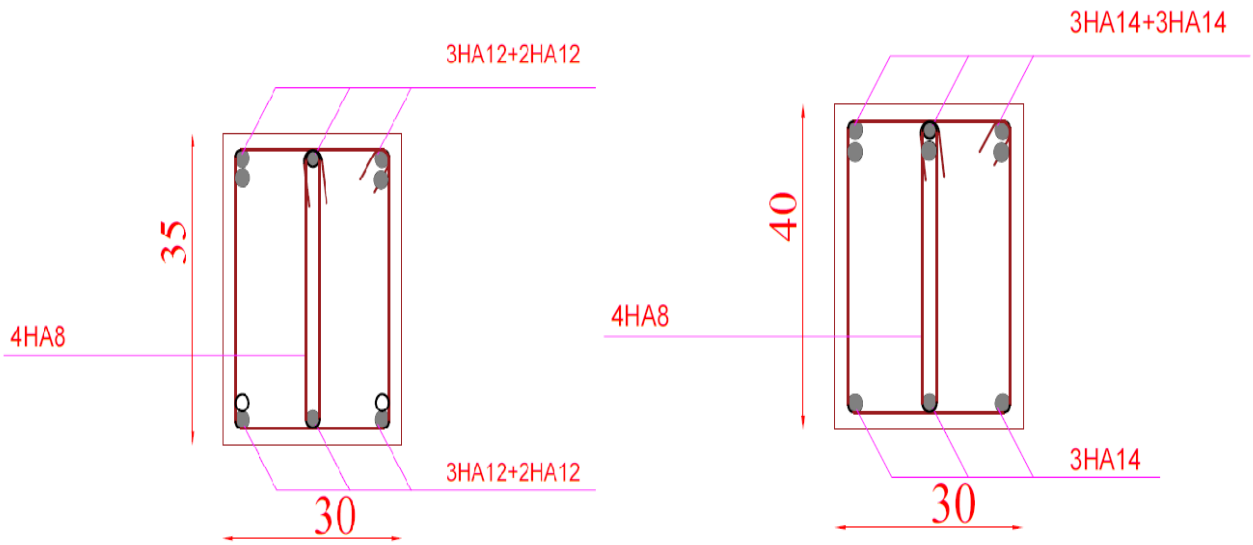


Figure VI.2 : ferraillage des poutres, a gauche PS et à droite PP.

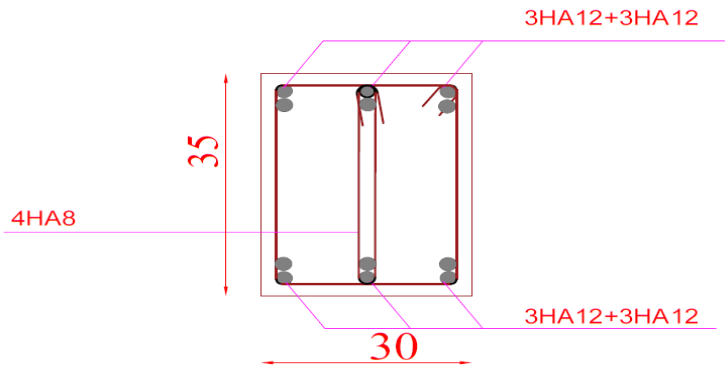


Figure VI.3 : ferraillage des poutres secondaires à l'étude thermique.

VI.4. Ferraillage des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment on a trois type des voiles, ils utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

VI.4.1. Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", Les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

VI.4.2. Voiles avec files d'ouvertures :

VI.4.2.a. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

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

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

VI.4.2.b. Les Linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al ".
- Des aciers transversaux " At ".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

VI.4.3. Méthode de calcul :

- **Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] :**

  Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de reprendre l'effort tranchant " V ".

- **Calcule et vérification de l'espacement :**

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

$$Sh \leq min\,[1{,}5\,a\,;\,30cm]$$

a = l'épaisseur du voile

- **Armatures transversales :**

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins que épingles par mètre carré du voile.

Recommandation du CBA93

- **Armatures verticales**

$$0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- **Calcul et vérification de l'espacement :**

St = min [0.9d; 40cm] ……. [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4 \geq$ Mpa…… [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma(\tau_u.0{,}3.f_{tj}.K)}{0{,}9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)}$…… [art A. 5.1.2.3 CBA93]

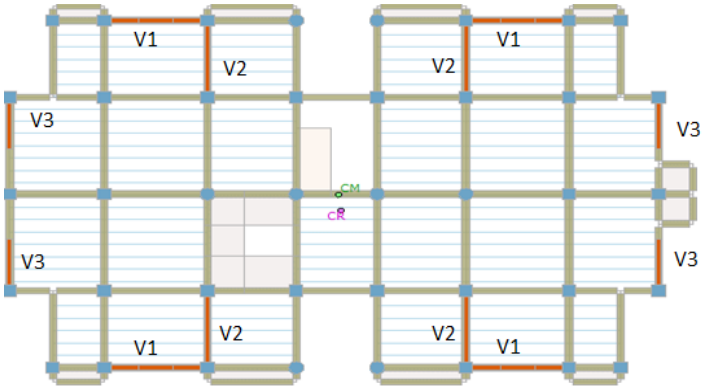


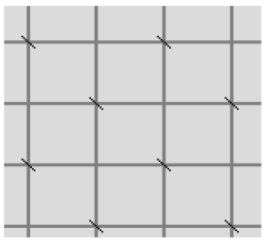
Figure VI.4 : Les voiles.

TableauVI.18 : Armatures verticales dans les voiles.

Epaisseur	20 cm		
Voile	V1(sens x)	V2(sens y)	V3(sens y)
L(m)	4,20	3,75	2,5
N_Z [KN]	223,06	134,00	68,77
M_{max} [KN.m]	25,77	55,64	78,53
Nature	SPC	SPC	SPC
Comb	ACC	ACC	ACC
A_1 [cm^2]	7,4	4,0	8,4
A_2 [cm^2]	0,0	0,0	0,0
Amin CBA (cm^2)	8,4	7,5	5
Amin RPA (cm^2)	4,2	3,75	2,5
St (cm)	15	15	15
A adopté	15,39cm^2	15,39cm^2	9,05
Choix	10HA14	10HA14	8HA12
L/10	42	37,5	2,5
D/2	7,5	7,5	7,5
Ach Zc [cm^2]	12HA10=9,42	12HA10=9,42	12HA10=9,42

- ✓ **Armatures transversales :**

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt ≤Øv.



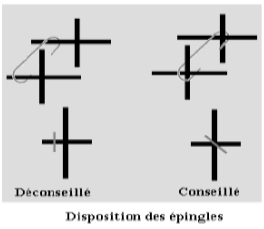


Figure VI.5 : Les armatures transversales et les épingles.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=65 cm

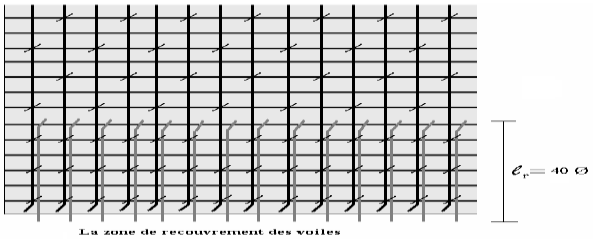


Figure VI.6 : La zone de recouvrement des voiles.

✓ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

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%.

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau u=\frac{1.4\ Tcal}{b0*d}$$

T : l'effort tranchant a la base du voile.

b0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h.

h : hauteur totale de la section brute.

✓ **Calcul des armatures horizontales :**

TableauVI.19 : calcul des armatures horizontales dans des voiles (V1,V2,V3).

Voile	N_Z [KN]	M_{max} [KN.m]	σ_b [cm^2]	$\overline{\sigma b}$ [cm^2]	Vérification	σs [cm^2]	$\overline{\sigma s}$ [cm^2]	Vérification	Choix
V1	223,06	25,77	0,0	15	CV	98,5	201,63	CV	2(12HA8)
V2	134,00	55,64	0,0	15	CV	167,6	201,63	CV	2(12HA8)
V3	68,77	78,53	0,0	15	CV	170,3	201,63	CV	2(12HA8)

a) Les trumeaux :

a.1.calcul des armatures verticales :

TableauVI.20 : Armatures verticales dans les trumeaux.

Voile	L [m]	Combinaison	NZ [KN]	Mmax [KN.m]	A1 [cm^2]	A2 [cm^2]	Amin (CBA)	Amin (RPA)	A [cm^2]
Sens X	4,20	G+Q+Edx	129,64	43,63	5,4	0,0	1,34	6,72	2(8HA10)
SensY	4,20	G+Q+Edy	143,14	35,73	3,9	0,0	1,34	6,72	2(8HA10)

a.2.calcul des armatures horizontales :

TableauVI.21 : Armatures horizontales dans les trumeaux.

Voile	**L [m]**	**NZ [KN]**	**T [KN]**	**τ_u [MPA]**	**$\overline{\tau_u}$ [MPA]**	**K**	**St [cm]**	**At [cm^2]**
Sens X	4,20	129,64	91,40	1.98	5	1.87	15	2(14HA8)
SensY	4,20	143,14	141,45	1.85	5	1.54	15	2(14HA8)

b) Les linteaux (sens transversal) :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

b.1.calcul des armatures longitudinales :

TableauVI.22 : Calcul des armatures dans les linteaux.

Niv	M (KN.m)	Vu (KN)	τu	$\overline{\tau u}$≤1.5	A cal			A RPA_{min}	A adoptée		
					AD	Al	Ac		Ad	Al	Ac
RDC	28,67	40,82	0,99	CV	-	23,48	-	1,5	-	4HA14	-
Étages	18,35	17,87	0,43	CV	0,64	4,05	4.00	1,5	4HA10	4HA14	4HA10

b.2.calcul des armatures transversales :

TableauVI.23 : Calcul des armatures horizontales.

Niv	S	λg	λg<1	T(KN)	S	Atcal	A RPA_{min}	A choisir
RDC	30	0,46	Oui	66,61	15	0,67	0,15	5HA8
Étages	30	0,46	Oui	150,51	15	0,67	0,15	5HA8

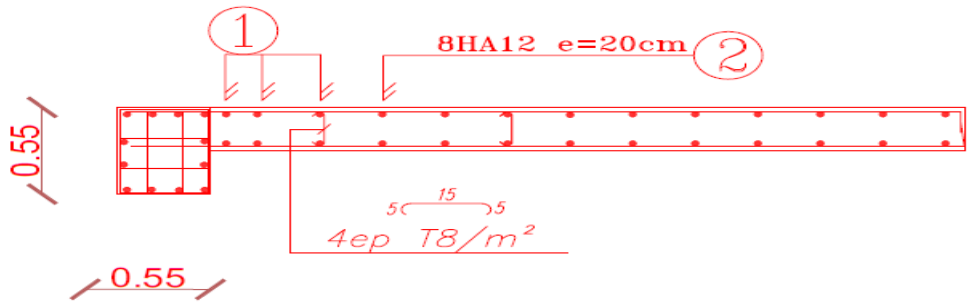


Figure VI.7 : ferraillage voile 3.

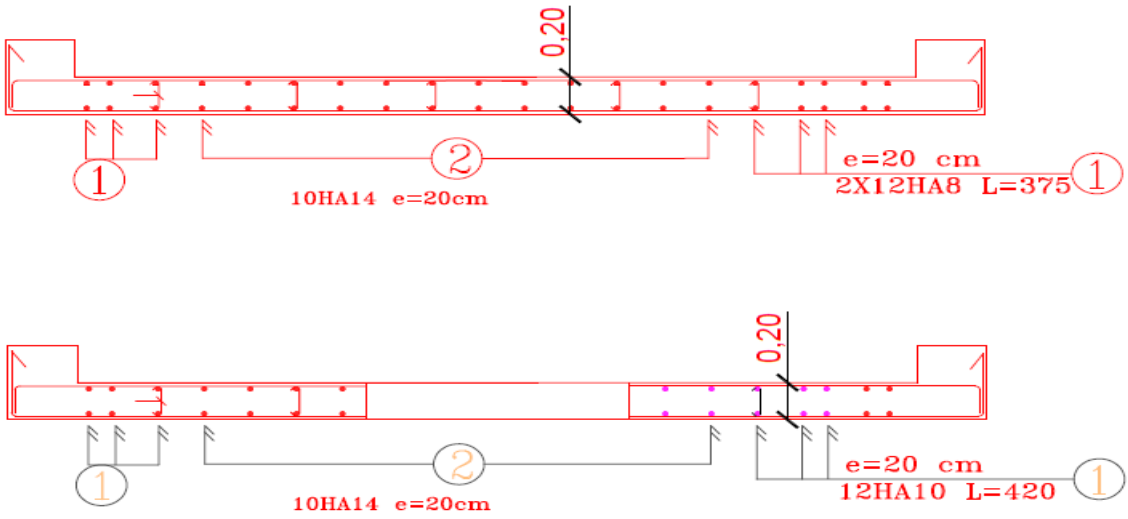


Figure VI.8 : ferraillage voile 2 et voile 1.

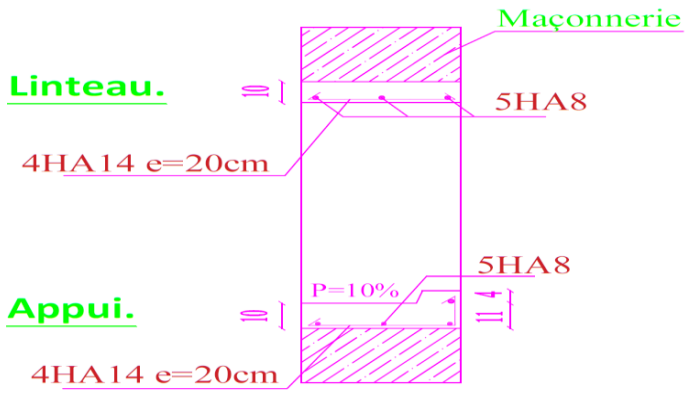


Figure VI.9 : ferraillage de Linteau.

Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tâche à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments.

CHAPITRE VII :
ETUDE INFRA STRUCTURE

VII.1. Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.
La fondation est constituée d'un bloc en béton armé appelé semelle .la distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0.00 du sol peut être estimée a 80cm a 1m.

VII.1.2. Situation du projet :

Le projet est situé dans la wilaya de Médéa

Le projet est un bâtiment en (sous-sol+RDC+07étages)

VII.1.3. Compagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués :

- Réalisation des essais in situ :

✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;

✓ Réalisation d'un Huit (8) sondage carotté poussé jusqu'à une profondeur de 10 mètres

Remarque :
Présence d'eau de ruissellement dans le terrain pendant les saisons hivernales.

- Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VII.1.4. Nature du sol :

Le site prospecté est constitué essentiellement de :

1. Une couche de fondation de nature sableuse à argileuse ;
2. Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, d'assez forte compressibilité et peu gonflant.

VII.1.5. Reconnaissances du sol :

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- Les analyses chimiques montrent que le sol est agressif vis à vis des bétons d'infrastructure ;
- La profondeur d'ancrage est de 2.00 m par rapport au terrain naturel ;
- La contrainte admissible est prise égale à : $\overline{\delta sol}$=1bar ;
- Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :
  φ = 18° ;
- Il y a nappe phréatique a profondeur de 10 mètres.

VII.2. Choix de la fondation :

VII.2.1. Semelle isolée :

VII.2.1.a. Méthode de calcul :

Répartition trapézoïdale e0b=$\frac{Mb}{N} \leq \frac{B}{6}$

On appelle contrainte moyenne σm, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \qquad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right) B$

$$\frac{N}{\frac{a}{b} \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Il faut résoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}_{sol}\right] B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}_{sol}\right] A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle :

$d \geq \frac{B-b}{4}$ et $h = d + c$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$\bar{\sigma}_{sol}$= 1 bar = 0.10MPa, c = 3 cm.

Tableau VII.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N(KN)	Mx(KN.m)	My(KN.m)	A(m)	B(m)	Ach(m)	Bch(m)	Hch(cm)
S1	1719.03	2.25	-0.15	4.15	4.15	5.50	5.50	1.30
S2	1274.68	-3.76	-5.50	3.57	3.57	5.50	5.50	1.30
S3	646.86	-1.28	-1.54	2.54	2.54	5.50	5.50	1.30

VII.2.1.b. Vérification du contraintes et renversement :

Poids totales àL'ELS :

-poids semelle :983.13 KN ;

-poids A.poteau :2.65 KN ;

-poids remblai :154.37 KN ;

- **poids total : 1140.14 KN.**

1. **Vérification de la contrainte sous semelle :**

Tableau VII.2 : Vérification de la contrainte sous semelle.

Sens	$\bar{\sigma_{sol}}$ (bar)	σ_1 (bar)	σ_2(bar)	Vérification
Sens A	1	0.37	0.38	Vérifier
Sens B	1	0.37	0.38	Vérifier

2. **Vérification de la stabilité au renversement RPA2003 Art 10.1.5 :**

Sens A :

$$ex=\frac{My}{N} \leq A/4$$

Donc ; 1.00 cm≤137.50 cm

Sens B :

$$ey=\frac{Mx}{N} \leq A/4$$

Donc ; 1.00 cm≤137.50 cm

Remarque :

Dans les deux sens il n'y a pas de risque de renversement.

VII.2.1.c. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

Le Figure présente les interférences entre les bulbes de pression (chevauchement).

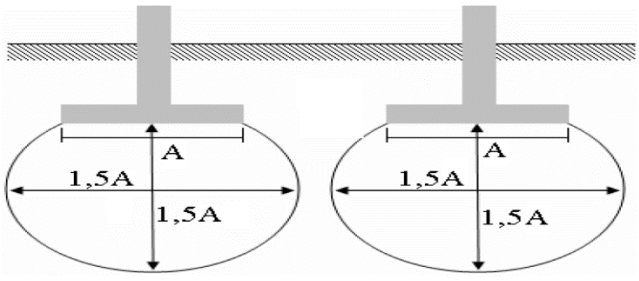


Figure VII.1 : Les bulles de pression sous la semelle.

$$1 \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$$

Donc ; 1≥8.25 (CNV)

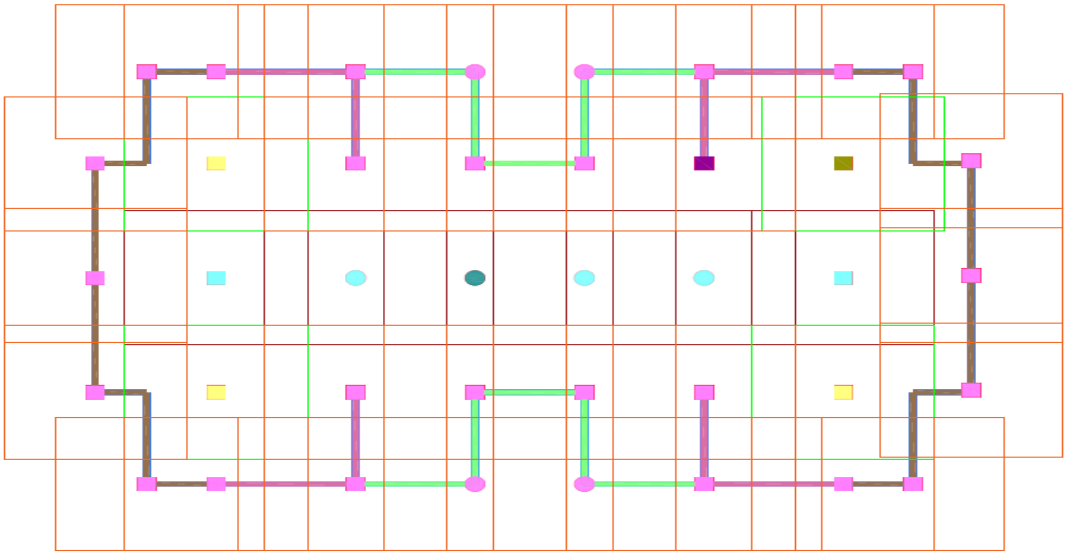


Figure VII.2 : plan de semelle isolé.

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x et y) ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées.

VII.2.2. Semelle filante :

VII.2.2.a. Dimensionnement des semelles :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$[A.\ \overline{\delta sol}]B^2\text{-}N*B\text{-}(3*e_{0b}*N) \geq 0$$

$$h \geq \frac{Bch-b}{4} + c + \frac{\theta}{2}$$

$$L=dG+\sum Li + dD$$

dG : Débord gauche de la semelle isolée dG=50cm

dD : Débord droite de la semelle isolée dD=50cm

NB :

S-F1 : semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau intermédiaire) ;

S-F2 : semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau de rive) ;

S-F3 : semelle filante sous voile.

Tableau VII.3 : Dimensionnement des semelles filantes à L'ELS.

Semelle	A(m)	M (KN.m)	N(KN)	$\overline{\delta sol}$ (bars)	Bcal (cm)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S-F1	19.45	2.25	1719.03	1	6.82	12.00	289.25	290.00
S-F2	6.85	1.03	426.41		3.33	7.00	164.25	170.00
S-F3	3.85	0.35	408.87		2.54	5.00	114.25	115.00

Tableau VII.4 : vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	$1.5*(\frac{B+B'}{2})$	$L>1.5*(\frac{B+B'}{2})$
S-F1	S-F2	4.13	12	7	14.25	**CNV**
S-F2	S-F3	4.13	7	5	9	**CNV**

VII.2.3. Semelle filante croisé :

- **1ére Méthode :**

Nser=64602.01 KN ;L1=18.38m ;L2=9.95m ;L3=3.85m.

L=4L1+2L2+2L3=101.12m.

$$B \geq \frac{\sum N}{L * \overline{\delta sol}}$$

Tableau VII.5 : vérification Les semelles filantes croisées.

L(m)	N(KN)	$\overline{\delta sol}$ (bars)	Bcal (m)	$B_{adopté}$ (cm)
101.12	64602.01	1	638.86	6.38

- **2ére Méthode :** par logiciel SAP2000v24.

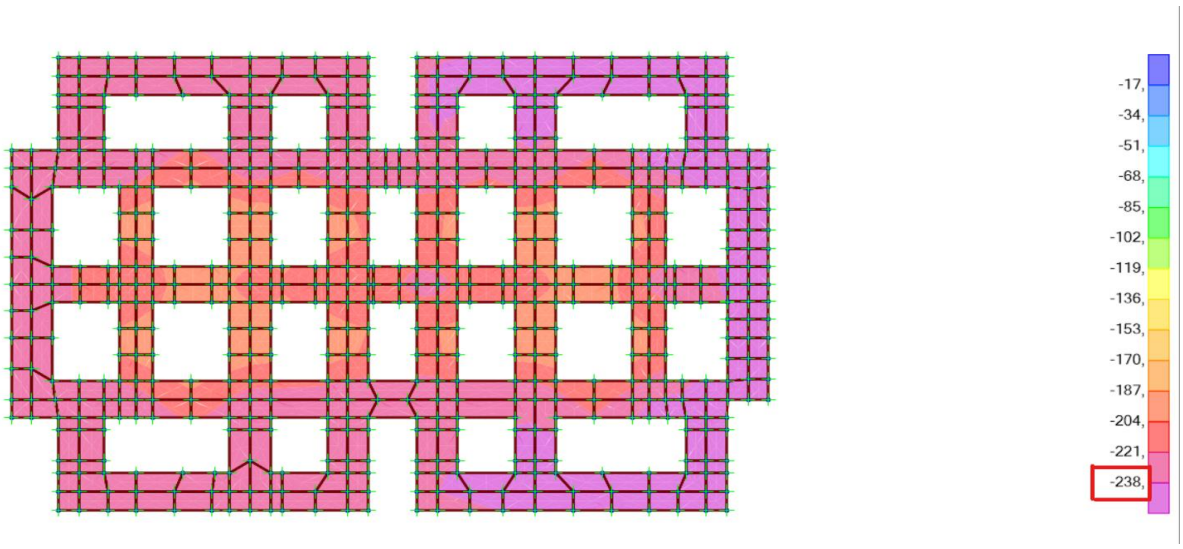


Figure VII.3 : plan 1 de semelle filante croisé.

- **3éreMéthode :** par logiciel SAP2000v24.

Dans ce cas On a augmenté b=1.90m

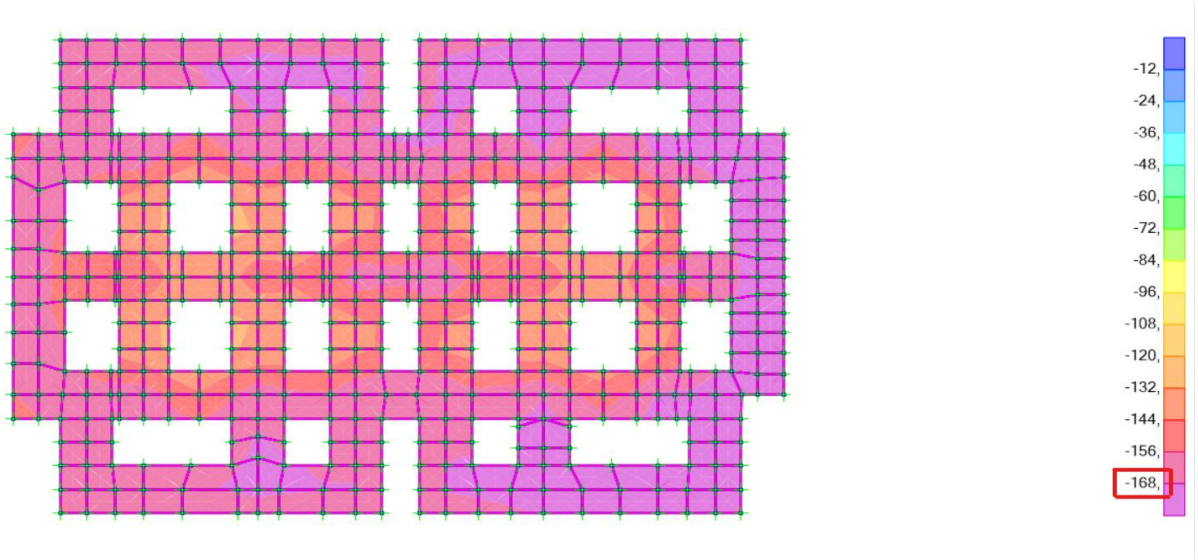


Figure VII.4 : plan 2 de semelle filante croisé.

Par logiciel SAP2000 version 24 ; Dans ce cas M1=238 et M2=168 supérieures à 150KPa la contrainte de sole ; alors nous oblige de passer aux Radier générale.

Remarque :
On va adopter un radier général pour faciliter l'exécution et minimiser le ferraillage avec un temps de réalisation plus court et bien évident une meilleure stabilité de l'infrastructure.

VII.2.4. Radier générale :
Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

(Ss/Sb>50%) **[1]**.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\delta sol} \quad \Rightarrow \quad S \geq \frac{N}{\overline{\delta sol}}$$

On doit vérifier la condition suivante :
Avec :
$\overline{\delta sol}$: Contrainte admissible du sol ;

N: Effort normal appliqué sur la fondation ;
S : Surface de la fondation.

VII.2.4.a. Calcul des surfaces revenant aux semelles :
Surface totale des semelles =378,053 m² (Ss).

Surface totale du bâtiment = 302.495 m² (Sb).

Si $\frac{378.053}{302.495}$ *100=124.97 % ≥50 %

Alors on déduit que le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des Semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment.
Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des

Fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Dans notre cas, on Optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

VII.2.4.b. Surface nécessaire du radier :
Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\delta_{max} \leq \delta_{sol}$

$\delta_{max}= \frac{N}{Sbatim} \leq \delta_{sol}$ $S_{batim} \geq \frac{N}{\delta max}$

N=G+Q= 64602,01 KN

$\overline{\delta sol}$=1bar

On trouve : S≥213.56 m²
La surface du bâtiment S_{batim}=302,495 m²

Donc la surface totale du radier est 450.495 m².

VII.2.4.c. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :
L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante **:**

$$\frac{L}{8} \leq h1 \leq \frac{L}{5}$$

L : est la plus grande portée entre deux poteaux
58.75 cm ≤ h1 ≤ 94 cm pour L=470 cm
h1 ≥ 70 cm.

VII.2.4.d. Condition de rigidité :
On utilise un radier rigide $L \leq \frac{л}{2} Le$

Le : Longueur élastique donnée par : $Le=\sqrt[4]{\frac{4*E*I}{K*b}}$

K : Coefficient de rigidité du sol=40 MN/m^3 (HENRY THONIER) ;

Conception et calcul des structures de bâtiment

E : Module de déformation=3.2*10^4 MPA ;

I : Inertie du radier : $I=\frac{b*h^3}{12}$

b : Largeur du radier.

$$h2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}} \left(\frac{2L}{л}\right)^4$$

h2=67.03 ≥ 70 cm

Donc : on choisit h= 70 cm

VII.2.4.e. Condition de non cisaillement :
Pour le panneau le plus défavorable

On a : L x =4.20 m ; L y =4.70 m

On sait que : Fissuration préjudiciable : $\tau u \leq \overline{\tau u}$ = min ($\frac{0.15\ fc28}{\gamma s}$; 4 MPA) = 2.5MPA

$$\tau u = \frac{Tumax}{b*d}\ ;\ d=0.9h\ ;\ T=\max(T_{(x)};T_{(y)})\ ;\ h3 \geq \frac{T}{0.9*b*\overline{\tau u}}$$

Pour le panneau le plus défavorable :

e=Lx/Ly=0.89

Alors la dalle travaille suivant deux directions

$T=\max(T_{(x)};T_{(y)})$

$$T_{(x)} = q\frac{(Lx*Ly)}{2Ly+Lx}\ \ ;\ \ T_{(y)} = q*\frac{Lx}{3}$$

Pour les panneaux de la dalle de forme régulière, on fait la vérification pour une bonde de «1m»:

$qu=\frac{Nu}{Sr}=\frac{88146.76}{302,495}$ =291.39 KN/m²

$qs=\frac{Nu}{Sr}=\frac{64602,01}{302,495}$=213.56 KN/m²

- Généralement le pré dimensionnement d'une fondation se fait à l'ELS :

qs= (Poids de la superstructure) + (charge d'exploitation)

$T_{(x)} = 213.56*\frac{(4.70*4.20)}{2*4.70+4.20}$=309.97 KN/m ;

$T_{(y)} = 291.39*\frac{4.70}{3}$= 456.51 KN/m ;

$T=\text{Max}\ (T_{(x)}, T_{(y)})$= 456.51 KN/m.

Il faut vérifier que :

$\tau_u^{max} = \frac{T}{0.9*b*h}$=456.51/(0.9*1*0.7)=724.61 MPa

$h3 \geq \frac{Tmax}{0.9*1*2.5*1000}$ = 0.32 m

VII.2.4.f. Dimensionnement des nervures :

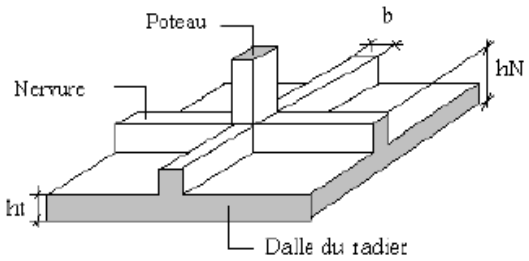


Figure VII.5 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

Le radier est étudié comme un plancher renversé comportant un système de poutres (nervures) Avec une hauteur égale à L/10 et une dalle pleine d'épaisseur égale à L/20.

Où ; L : la plus grande portée entre axes des poteaux

- Hauteur de poutre nervure :

h>$\frac{L}{10}$=470/10=47 m

On prendra une nervure de section **(50*70) cm².**

- Epaisseur de la dalle :

e>$\frac{L}{20}$=470/20=23.5 m.

VII.2.4.g. Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.
La fissuration est considérée préjudiciable.

- **Ferraillage de la dalle du radier :**

Pour le ferraillage, afin de simplifier les calculs nous considèrerons le panneau le plus sollicité, et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

(Panneau de rive) Lx=4.20 m Ly=4.70 m
La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire (b=1m).
S radier =450.495 m² ; Nu=88146.76 KN ; Nser=64602,01 KN.

qu=$\frac{Nu}{Sr} * b$=195.66 KN/ml.

qs=$\frac{Nser}{Sr} * b$=143.40 KN/ml.

- ✓ **Méthode de calcul :**

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : Mx= μx.q. lx²
- Dans le sens de la grande portée : My= μy .Mx
- Moment en travée :(Mtx=0,85Mx ;Mty=0,75.My).
- Moment sur appuis :(Max=0.5.Mx ;May=0.5.My).

qu=δm=1 bar

qs=δ-m=0.7322 bar

a) Détermination des efforts :

Les efforts à L'ELU v= 0 :

Tableau VII.6 : Détermination des efforts à L'ELU.

Lx(m)	Ly(m)	Lx/Ly	Sens x-x				Sens y-y			
			μx	Mx KN.m	Mtx KN.m	Ma KN.m	μy	My KN.m	Mty KN.m	Ma KN.m
4.20	4.70	0.89	0.0466	82.20	69.87	41.1	0.7635	62.75	47.06	31.37

Les efforts à L'ELS ν= 0.2 :

Tableau VII.7 : Détermination des efforts à L'ELS.

Lx(m)	Ly(m)	Lx/Ly	Sens x-x				Sens y-y			
			μx	Mx KN.m	Mtx KN.m	Ma KN.m	μy	My KN.m	Mty KN.m	Ma KN.m
4.20	4.70	0.89	0.0537	94.72	80.51	47.36	0.5358	50.75	38.06	25.37

b) Calcul des armatures :

En prend un exemple de calcul :

ELU :

Sens (x-x) :

- **En travée :** Mtx=69.87 KN.m **;** d=45cm ; b=100 cm ; δ bc =14,2Mpa

$u = \frac{Mtx}{b*d^2x*\delta\,bc}$ =0.0024<U_{AB}=0.186 ; A$\begin{cases} A' = 0 \\ \delta s = \frac{fe}{\delta s} = \frac{400}{1.15} = 348MPA \end{cases}$

Bu=1-$\sqrt{1-2u}$=0.0024

A_{cal}=Bu*b*d* δ bc/ δs=4.40 cm^2

- **Condition de non fragilité :**

Amin≥max (b*h/1000 ;0.23*b*d*ft28/fe) =max (5 cm² ;5.43 cm²) =5.43 cm²

As=Max (Acal ; Amin) =5.43 cm²

Le choix est : 7HA12 (As=7.91 cm²/ml) ;

ELS :

- On va vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \delta bc = K * y \leq \overline{\delta bc} = 0.6 * fc28 \\ \delta s = 15 * K * (d - y) \leq \overline{\delta bc}(fissuration) \end{cases}$$

Sens (x-x) :

En travée : Mty=80.51 KN.m

Pour le sous-sol la fissuration est préjudiciable donc :

$\bar{\delta}s = \zeta$=min {2/3 *fe ; max (0.5*fe ;110*$\sqrt{\eta * ft28}$)}

Pour η=1.6 ;fe=400MPa ;ft28=2.1MPa

On adopte : $\bar{\delta}s = \min\{266.66; \max(200; 201.63)\} = 201.63MPa$

- **Centre de gravité :**

Y=$\frac{15*As}{b}$ * [($\sqrt{1 + \frac{b*d}{7.5*As}}$) − 1]

Y=7.78 cm

- **Moment d'inertie :**

I=b*y^3/3 +15* As*$(d-y)^2$=11299.196 cm^4

Donc : K=Mser/I=80.51*10^5/11299.196=0.712

$\delta bc = K * y$=5.53 MPa

$\delta s = 15 * K * (d - y)$=39.750 MPa

$\delta b = 5.53 \leq \bar{\delta}b$=15 MPa C.V

$\delta s = 39.750$MPa $\leq \bar{\delta}s$=201.63 MPa C.V

Donc le ferraillage à l'ELU est maintenu.

Tableau VII.8 : Tableau récapitulatif du ferraillage de radier.

	X-X		Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A cal (cm^2)	4.40	3.31	4.67	4.06
A min (cm^2)	5.43	5.43	5.43	5.43
A adoptée	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12

VII.2.4.h. Ferraillage des nervures :

Calcul des efforts : Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91)

$M0=PL^2/8$

En travée : Mt =0.85M0

En appui : Ma= 0.5M0

a) Calcul des armatures à ELU :

b=50cm ; h=70cm ; d=45cm

Sens (x-x) :

L=4.20m ; qu=195.66 KN/ml ;$M0=PL^2/8$=431.43 KN.m.

Tableau VII.9 : Les résultats du ferraillage de nervure suivant (x-x).

	M(KN.m)	u	B	A calculé (cm^2/ml)	A choisie (cm^2)
En travée	366.71	0.025	0.987	2.37	7HA12=7.92
Aux appuis	215.71	0.015	0.992	1.38	7HA12=7.92

Sens (y-y) :

L=4.70m; $M0=PL^2/8$=540.26 KN.m

Tableau VII.10 : Les résultats du ferraillage de nervure suivant (y-y).

	M(KN.m)	u	B	A calculé (cm^2/ml)	A choisie (cm^2)
En travée	459.25	0.031	0.984	2.98	7HA12=7.92
Aux appuis	270.13	0.018	0.991	1.74	7HA12=7.92

b) Vérification de ferraillage à l'ELS :

qser=143.40 KN/ml.

Tableau VII.11 : vérification des contraintes.

/		Mser (KN.m)	A choisir (Cm^2)	δs(MPa)	$\bar{\delta}s$(MPa)	δb(MPa)	$\bar{\delta}b$ (MP)	Vérification
Suivant X	En travée	268.76	7.92	39.750	201.63	5.53	15	CV
	Aux appuis	158.09	7.92	39.750	201.63	5.53	15	CV
Suivant Y	En travée	336.56	7.92	39.750	201.63	5.53	15	CV
	Aux appuis	197.98	7.92	39.750	201.63	5.53	15	CV

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$T_{max} = \frac{q(Lx*Ly)}{2Ly+Lx} = 145.14$

$\tau u = \frac{Tumax}{b*d} = 0.26$ MPa

$\tau u \leq \overline{\tau u} = \min\left(\frac{0.15\ fc28}{\gamma s}; 4\ MPA\right) = 2.5$MPA

τu=0.26MPa ≤$\overline{\tau u}$=2.5MPa C.V

✓ **Armature de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses. Pour les bâtiments courants on a 3 cm2 / m pour les armatures de peau.

H=70cm Ap=3*0.7=2.1 cm²

On adopte **2T14=3.08 cm²**

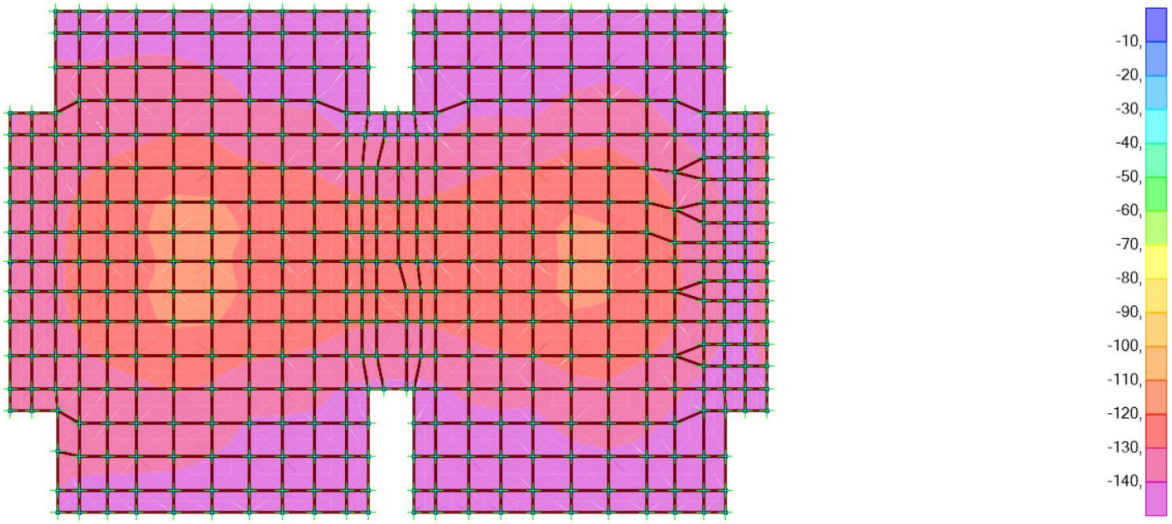


Figure VII.6 : plan de radier générale.

VII.2.4.i. Le calcul de D (débordement) :

D ≥ max (h /2 ; 30 cm) avec h = 70 cm.

Nous prenons : D = 1m.

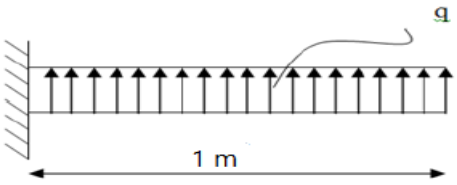


Figure VII.7 : schéma statique de la charge repartie sous le débord de radier.

- **Ferraillage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie.
Le calcul se fera pour une bande d'un mètre de largeur.

Données :

h=70cm ; d=0.9×h=63cm ;b=1m.

- **Calcul a L'ELU :**

qu= (1.35G+1.5Q)
qu=206.85 kN
M max = q u L2 / 2 = 206.85× (1)2 / 2 = 103.425 kN.m.
Tu=qu.l=206.85×1=206.85 kN

As $_{min}$=0.23bd$\frac{ftj}{fe}$=7.60cm

Tableau VII.12 : le choix de la section d'acier de débord a l'ELU.

Mu(KN.m)	d(m)	Amin(cm)	As choix (cm²)
28,811	0.63	7.60	7HA12=7.92

- **Calcul a L'ELS :**(Fissuration préjudiciable)

M max = q $_{ser}$ L²/ 2 = 21,122× (1)² / 2 = 10.56 kN.m.

Tser=qser.l=21.122 ×1=21.122 kN.

Tableau VII.13 : le choix de la section d'acier de débord a l'ELU.

Mser (KN.m)	δb(MPa)	δs(MPa)	δb ≤ [δb]	δs ≤ [δs]
10.56	0.1	1.7	CV	CV

- **Vérification au cisaillement :**

$\bar{\tau}$= min(0.1fc28, 4MPa) = 2.50MPa

τu=$\frac{Vu}{b0d}$=$\frac{41.77*10^3}{1000*630}$ =0.06 MPa < $\bar{\tau}$=2.50MPa (CV)

REMARQUE :

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VII.3. Les longrines :

Rôle des longrines :

- Minimiser les déformations (translation (tassement ou gonflement) / (rotation (Soulèvement des semelles)).

- Minimiser la longueur du flambement des poteaux.
- Appui continue pour les murs double cloison.

VII.3.1. Ferraillage des longrines Selon [RPA99 Version 2003 Art.10.1.1] :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : Site S3 : 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20K$$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

α: Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Tableau VII.14 : coefficient en fonction de la zone sismique.

Site	Zone I	Zone IIa	Zone IIb / III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	0.8

La section choisie : 30×35 $cm2$

α = 12 ($Zone$ IIa , $S3$)

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right)$= 130.83 KN.m

$A_{calculée} = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{F_u}{f_e/\gamma_s}$=3.76 cm²

Tableau VII.15 : La section calculée d'armatures longitudinale des longrines.

b (cm)	h (cm)	Nmax (KN.m)	Fu (KN.m)	As (Cm²)
30	35	13083	130.83	3.76

Tableau VII.16 : La section choisie d'armatures longitudinale des longrines.

b (cm)	h (cm)	Amin RPA (Cm²)	Section tendu AminCBA(Cm²)	As (Cm²) Choisi
30	35	6.30	1.05	2(3HA12)=6.79

Section minimale :
Amin(RPA)=0.60%(b×h)= 6.30 Cm² **[RPA2003 Art.7.5.2.1].**
Section tendu Amin(CBA)=0.10%(b×h)= 1.05 Cm² **[CBA93 Art.B.6.4].**

VII.3.2. Vérification des contraintes à L'ELS : [CBA93 ART.A.4.5.3]

Tableau VII.17 : Vérification des contraintes normale.

N max (KN.m)	F ser (KN.m)	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_{sol}}$(MPa)	Vérification
953.65	95.73	140.46	201.63	Oui

VII.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'ACC :

On doit vérifier que : $\tau u \leq \overline{\tau}$
Combinaison : 1.35 G+1.5Q
Type de fissuration : Préjudiciable

Tableau VII.18 : Vérification des contraintes de cisaillement de longrine.

Longrine			Contrainte et vérification			Espacements et armatures			
b(m)	h(m)	Tmax (KN)	Tu (MPa)	Tu_{adm} (MPa)	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	Θ (mm)	At(cm²)
30	35	15.16	0.24	2.5	Oui	15	15	8	4HA8=2.01

Les cadres dont l'espacement est : Cadre T8

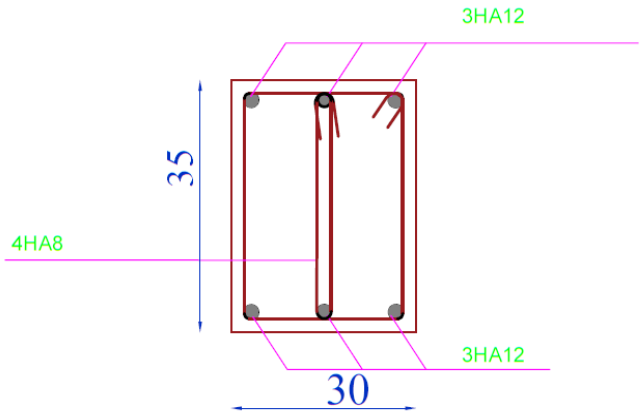


Figure VII.8 : Ferraillage de la longrine.

VII.4. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les

coefficients μx , μy de répartition des moment selon X ,Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \ell x / \ell y$$

Dans notre cas : ρ=1.0>0.4.

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

VII.4.1. Détermination des moments a l'ELU :

Mx = μx*qu*ℓx^2 = 0,0368*45*(4.70) ² = 36.58 kN.m.

My = μy*Mx = 1*36.58 =36.58kN.m.

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

- **En travée :**

Mtx = 0.85Mx=31.09 kN.m.
Mty = 0.85My=26.42 kN.m.

- **Aux appuis :**

Max1 = Max2 = -0.3 Mx =-10.97 kN.m.

May1 = May2 = -0.5 My =-18.29 kN.m.

VII.4.2. Détermination des moments a l'ELS :

Mx = Mx = μx*qSER*ℓx^2 = 0,0441*25,225*(4.70) ² = 24.57 kN.m.

My = μy*Mx = 1*24.57= 24.57 kN.m.

- **En travée :**

Mtx = 0.85Mx=20.88 kN.m.

Mty = 0.85My=20.88 kN.m.

- **Aux appuis :**

Max1 = Max2 = -0.3 Mx =-7.37 kN.m.

May1 = May2 = -0.5 My =-7.37 kN.m.

VII.4.2.a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableau VII.19 : Calcul des armatures du voile périphérique l'ELU.

/	Sens	M(KN.m)	A(cm²)	A choisi (cm²)	St (cm)
Travée	X	31.09	5.7	7HA12=7.92	15
	Y	26.42	4.7	7HA12=7.92	15
Appui	X	-10.97	1.9	7HA12=7.92	15
	Y	-18.29	3.2	7HA12=7.92	15

VII.4.2.b. vérification des contraintes à L'ELS :

Tableau VII.20 : Vérifications des armatures du voile périphérique l'ELS.

/	Sens	Mser(KN.m)	σ_s(MPa)	σ_b(MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	20.88	62.2	6.7	Oui	Oui
	Y	20.88	62.2	6.7	Oui	Oui
Appui	X	-7.37	21.9	2.4	Oui	Oui
	Y	-7.37	21.9	2.4	Oui	Oui

VII.4.2.c. vérification de la contrainte de cisaillement :

Suivant X :

Tx=qu .lx .ly/2ly+lx=32.71 kN

Suivant Y :

Ty=qu .lx .ly/3ly=11.54 kN

Et on vérifie pour les deux sens :

$\tau u = \frac{Tmax}{b0*d} = 0.18MPa \leq \frac{0.07*fc28}{\gamma b} = 1.52MPa$

Les cadres dont l'espacement est : Cadre 4HA8=2.01 Cm²

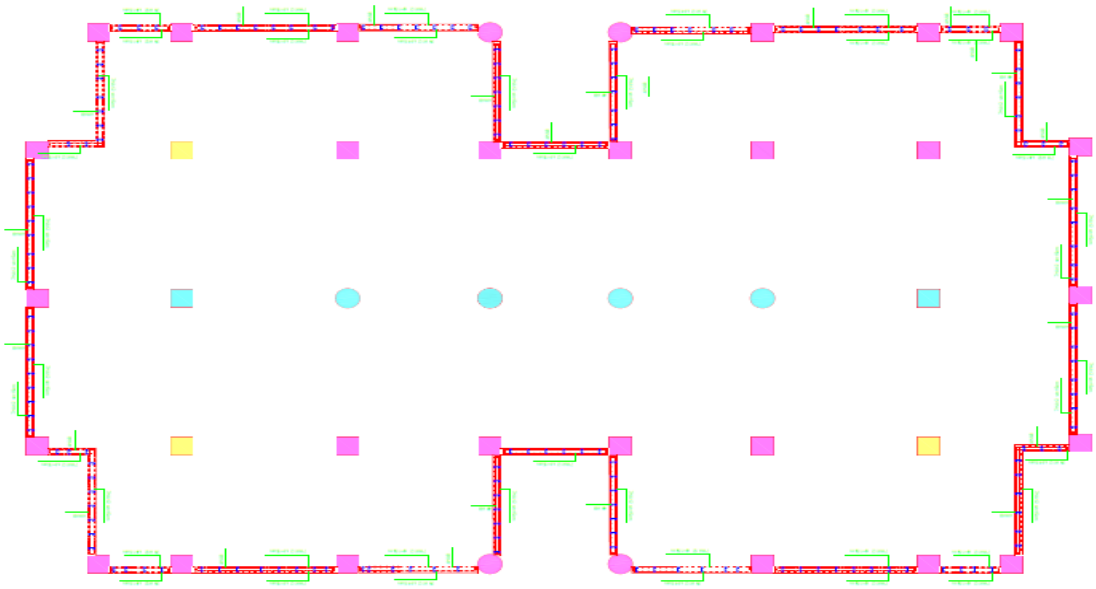


Figure VII.9 : plan de Ferraillage des voiles périphériques.

VII.4.2.d. calculé la charge de poussée des terres :

On a calculé la charge de poussée des terres sur la base de rapport du sol :

$\varepsilon=20^0$

$\gamma_{sol}=18\ kn/m^3$

$$k\gamma=tg^2(\frac{л}{4}-\frac{\varepsilon}{2})$$

Donc ; $k\gamma=0.48$

Et :

$$P=\frac{1}{2}k\gamma.\gamma sol.H^2$$

Donc, P=44.23 KN/m².

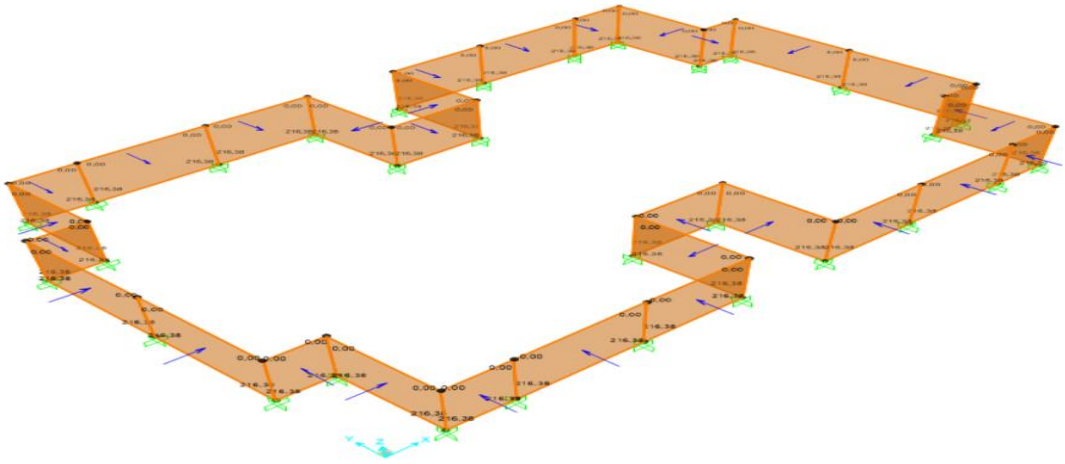


Figure VII.10 : La charge de poussée des terres dans le sous-sol.

Conclusion générale

Le parcours Génie civil, spécialité structures de notre université nous a permis d'acquérir les connaissances scientifiques, techniques, et économiques nécessaires pour qu'on puisse prendre en charge et diriger les études de conception de dimensionnement, et d'exécution de divers ouvrages de type cités en s'appuyant sur les nouvelles réglementations techniques.

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cet ouvrage, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Par ailleurs, l'analyse dynamique a permis de révéler la nature relativement rigide de la structure ainsi obtenue. En effet, la période de vibration a été de l'ordre de 0.55s et les 90% de participation massique ont été atteint dans les deux directions dès le mode 143 de vibration. Notons que les modes principaux de vibration (purement translationnels pour les deux premiers mode et rotationnel pour le troisième mode) sont des modes pures sans couplage modal.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui se base sur deux facteur principaux satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et économies .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93 ;
- Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99 ;
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

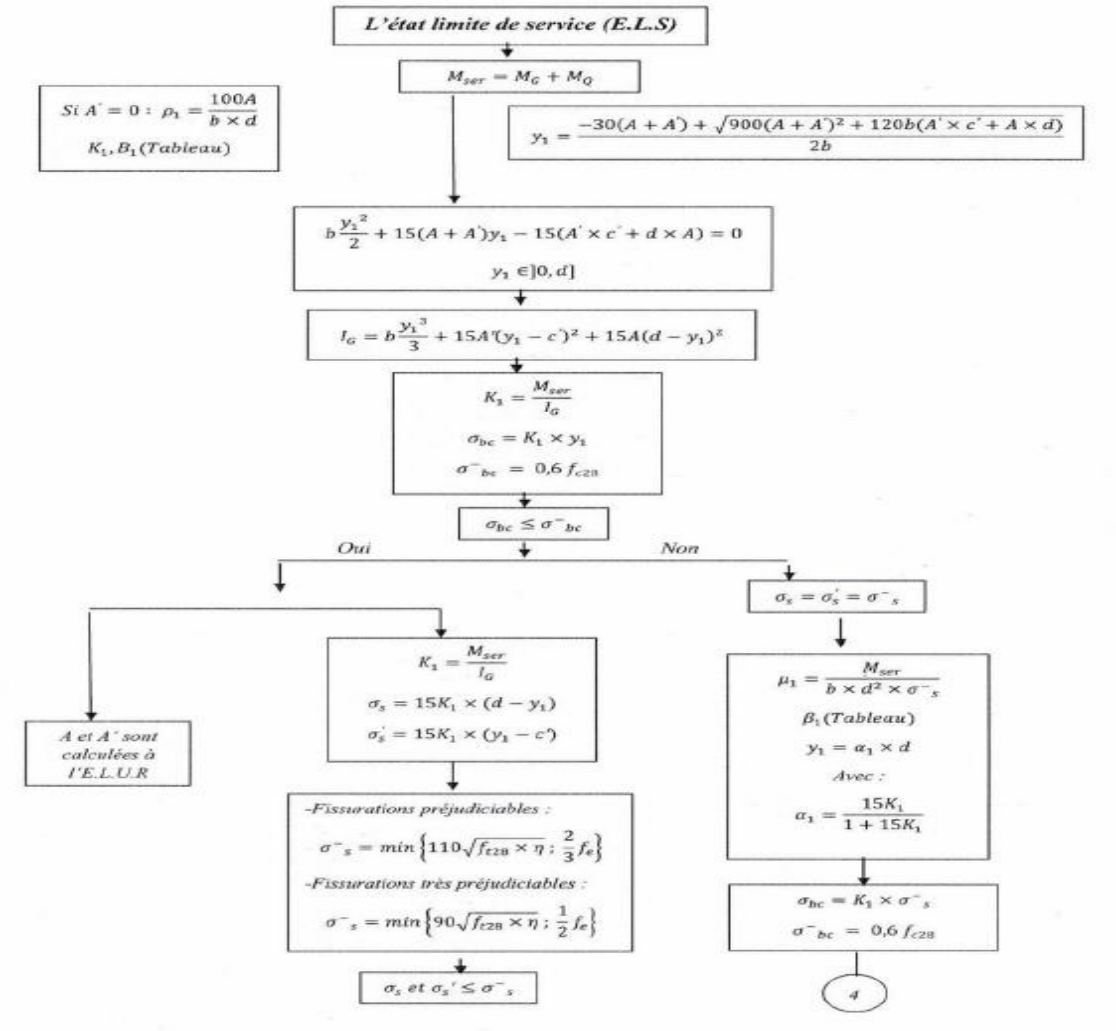
Manuels techniques :

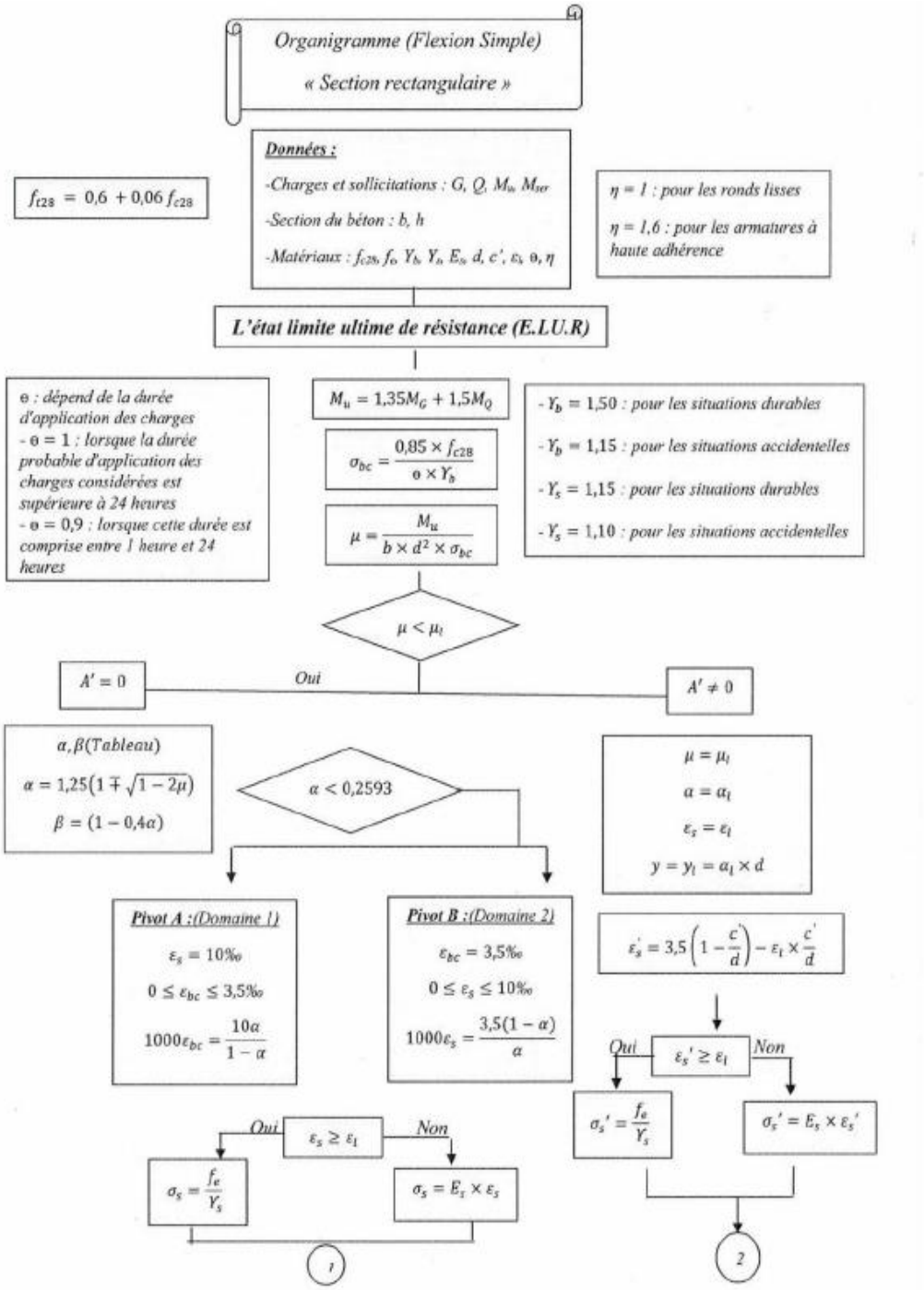
- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI ;
- Cours de formation ;
- Conception et calcul des structures en béton « HENRY THONIER » ;
- Calcul des fondations superficielles et profonde « Ali.BOUAFIA »[1].

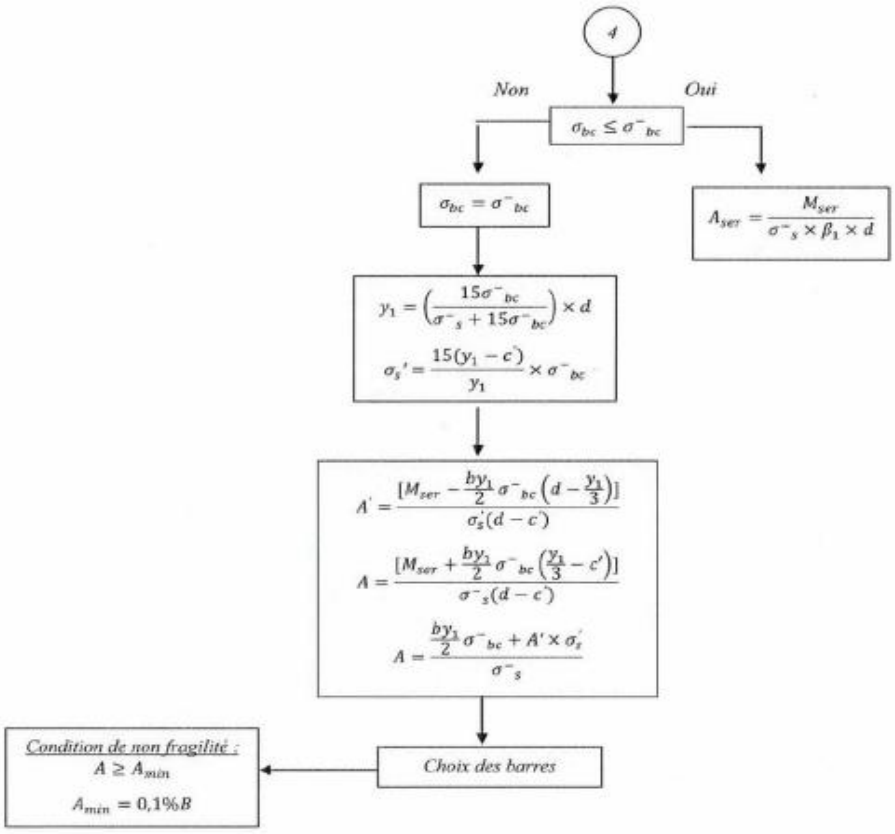
Logiciels :

- Sap 2000 version 24 ;
- Robot expert 2010 ;
- Excel 2019 ;
- Auto cad 2017.

Annexes


L'état limite de service (E.L.S)
$M_{ser} = M_G + M_Q$
$Si\ A' = 0 : \rho_1 = \frac{100A}{b \times d}$
$K_1, B_1 (Tableau)$
$y_1 = \frac{-30(A + A') + \sqrt{900(A + A')^2 + 120b(A' \times c' + A \times d)}}{2b}$
$b\frac{y_1^2}{2} + 15(A + A')y_1 - 15(A' \times c' + d \times A) = 0$
$y_1 \in]0, d]$
$I_G = b\frac{y_1^3}{3} + 15A'(y_1 - c')^2 + 15A(d - y_1)^2$
$K_1 = \frac{M_{ser}}{I_G}$
$\sigma_{bc} = K_1 \times y_1$
$\sigma^-_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$
$\sigma_{bc} \leq \sigma^-_{bc}$
Oui
Non
A et A' sont calculées à l'E.L.U.R
$K_1 = \frac{M_{ser}}{I_G}$
$\sigma_s = 15K_1 \times (d - y_1)$
$\sigma_s' = 15K_1 \times (y_1 - c')$
-Fissurations préjudiciables :
$\sigma^-_s = min\left\{110\sqrt{f_{t28} \times \eta}\,;\, \frac{2}{3} f_e\right\}$
-Fissurations très préjudiciables :
$\sigma^-_s = min\left\{90\sqrt{f_{t28} \times \eta}\,;\, \frac{1}{2} f_e\right\}$
σ_s et $\sigma_s' \leq \sigma^-_s$
$\sigma_s = \sigma_s' = \sigma^-_s$
$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma^-_s}$
$\beta_1 (Tableau)$
$y_1 = \alpha_1 \times d$
Avec :
$\alpha_1 = \frac{15K_1}{1 + 15K_1}$
$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma^-_s$
$\sigma^-_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$
4
1
2
$F_{bc} = \sigma_{bc} \times 0{,}8y \times b$
$F_s = \sigma_s \times A$
$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$
$M_{f1} = \mu_l \times b \times d^2 \times \sigma_{bc}$
$A_1 = \frac{M_{f1}}{\sigma_s \times \beta_l \times d}$
$\beta_l = (1 - 0{,}4\alpha_l)\ (Tableau)$
$M_{f2} = M_u - M_{f1}$
$A_2 = \frac{M_{f2}}{\sigma_s \times (d - c')}$
$A' = \frac{M_{f2}}{\sigma_s' \times (d - c')}$
$A = A_1 + A_2 = \frac{1}{\sigma_s}\left(\frac{M_{f1}}{\beta_l \times d} + A' \times \sigma_s'\right)$
Choix des barres


Organigramme (Flexion Simple)
« Section rectangulaire »
Données :
-Charges et sollicitations : G, Q, M_u, M_{ser}
-Section du béton : b, h
-Matériaux : f_{c28}, f_e, Y_b, Y_s, E_s, d, c', ε_l, θ, η
$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$
η = 1 : pour les ronds lisses
η = 1,6 : pour les armatures à haute adhérence
L'état limite ultime de résistance (E.LU.R)
θ : dépend de la durée d'application des charges
- θ = 1 : lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures
- θ = 0,9 : lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures
$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q$
$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times Y_b}$
$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$
- $Y_b = 1,50$: pour les situations durables
- $Y_b = 1,15$: pour les situations accidentelles
- $Y_s = 1,15$: pour les situations durables
- $Y_s = 1,10$: pour les situations accidentelles
$\mu < \mu_l$
Oui
A' = 0
A' ≠ 0
α, β(Tableau)
$\alpha = 1,25(1 \mp \sqrt{1-2\mu})$
$\beta = (1 - 0,4\alpha)$
$\alpha < 0,2593$
$\mu = \mu_l$
$\alpha = \alpha_l$
$\varepsilon_s = \varepsilon_l$
$y = y_l = \alpha_l \times d$
Pivot A :(Domaine 1)
$\varepsilon_s = 10‰$
$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$
$1000\varepsilon_{bc} = \frac{10\alpha}{1-\alpha}$
Pivot B :(Domaine 2)
$\varepsilon_{bc} = 3,5‰$
$0 \leq \varepsilon_s \leq 10‰$
$1000\varepsilon_s = \frac{3,5(1-\alpha)}{\alpha}$
$\varepsilon_s' = 3,5\left(1 - \frac{c'}{d}\right) - \varepsilon_l \times \frac{c'}{d}$
Oui
$\varepsilon_s' \geq \varepsilon_l$
Non
$\sigma_s' = \frac{f_e}{Y_s}$
$\sigma_s' = E_s \times \varepsilon_s'$
Oui
$\varepsilon_s \geq \varepsilon_l$
Non
$\sigma_s = \frac{f_e}{Y_s}$
$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$
1
2


4
Non
Oui
$\sigma_{bc} \leq \sigma^{-}_{bc}$
$\sigma_{bc} = \sigma^{-}_{bc}$
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma^{-}_{s} \times \beta_1 \times d}$
$y_1 = \left(\frac{15\sigma^{-}_{bc}}{\sigma^{-}_{s} + 15\sigma^{-}_{bc}}\right) \times d$
$\sigma_s{}' = \frac{15(y_1 - c')}{y_1} \times \sigma^{-}_{bc}$
$A' = \frac{[M_{ser} - \frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc}\left(d - \frac{y_1}{3}\right)]}{\sigma'_s(d - c')}$
$A = \frac{[M_{ser} + \frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc}\left(\frac{y_1}{3} - c'\right)]}{\sigma^{-}_{s}(d - c')}$
$A = \frac{\frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc} + A' \times \sigma'_s}{\sigma^{-}_{s}}$
Choix des barres
Condition de non fragilité :
$A \geq A_{min}$
$A_{min} = 0{,}1\%B$