REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LARECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment d'habitation (RDC+8 étages)

Présenté par

ABDOUCHE Omar

BOUSSALEM Zakaria

Proposé et Dirigé par

Dr. YOUSFI Mahfoud

Promotion Juin 2024


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

*Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « **ALLAH** » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation. Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur : **Dr. YOUSFI MAHFOUD** pour ses Conseils et son aide précieuse. Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout se savoir. Nous remercions également monsieur ingénieure **HAOUI AYOUB** Pour les diverses guides et conseils enrichissants. Nos gratitudes à tous les membres de jury qui nous ont font l'honneur de juger notre travail. Nous n'oublions pas nos parents et nos familles pour leur contribution, leur soutien et Leur patience. Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenus et en courages au cours de la réalisation de ce mémoire.*

Dédicace :

À ma mère et mon père et mes deux sœurs,

Pour leur amour inconditionnel et leur soutien constant dans ma vie,

À mes grands-pères Tahar,El ounas et

mes grands-mères

Oum lkhir, Meriem, Hadda

À tous mes oncles et tantes et leurs familles, à toute la famille Abdouche et Ben Aïssa,

À tous mes amis,

À Zakaria boussalem,

À tous mes collègues,

À tous ceux qui nous ont appris quelque chose, ne serait-ce qu'une seule lettre.

Abdouche Omar

Dédicace :

A ma chère mére , A mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé de me soutenir et de m'épauler

pour que je puisse atteindre mes objectifs

À mes frères et sœurs : Omar et ismahen

Pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux.

À mes proches : Omar et Kamel et Mohamed et tous mes amis : Rachid et Karim et yahia et youssef et Alaa eddine qui m'ont toujours encouragé

Puisse Allah vous donner santé, bonheur, courage et surtout réussite.

Boussalem Zakaria

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة طابق أرضي+8 طوابق ذات استعمال سكني, والمقرر بناؤها في بلدية البرواقية ولاية المدية المصنفة ضمن منطقة ذات زلزال متوسط IIa

مقاومة البناية لكل الحمولات الأفقية محققة بواسطة نظام الأعمدة والجدران المسلحة .قياس الأبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

- قانون الخرسانة المسلحة CBA93
- القواعد الجزائرية المضادة للزلزال RPA99 V2003

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل ETABS CSI V20.1

وفي الأخير درسنا البنية التحتية للبناية بحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية: مبنى / طابق / السطح / درج / معامل التسارع / التسليح.

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en RDC+8étages, à usage habitation. Il est implanté à commune d'BERROUAGHIA wilaya de MEDEA. Cette région est classée en zone moyenne sismique (IIa) selon le RPA99 version 2003.

La résistance de la structure aux charges horizontales est assurée par un système de Contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. Et Le dimensionnement de tous les éléments résistants sont établis conformément aux Règlements Algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version2003).

L'analyse sismique de la structure a été menée par la méthode numérique basée Sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (ETABS CSI V20.1)

Finalement nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations. Les mots clé : Bâtiment / Etage / Terrasse/ Escalier / Coefficient d'accélération / Ferraillage.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with, ground floor and 8 floors in the city of BERROUAGHIA; this is classified in a middle seismicity region (IIa) according to the Algerian seismic rules RPA99 version2003.

The resistance of structure to horizontals loads assured by a system (columns and shear walls). And The measurements and the design of reinforcement of all elements were according with the Algerian standards (CBA93 and RPA99 version 2003).

The seismic analysis has been realized by the numerical method based on finite elements method, using the program (ETABS CSI V20.1).

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Key words: building / floor / roof / staire / Acceleration coefficient / reinforcement.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE **1**
CHAPITRE I **4**
I.1. INTRODUCTION : 4
I.2. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE : 4
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment : 4
I.2.2. Dimensions en élévation : 4
I.3. STRUCTURE DE L'OUVRAGE : 4
I.3.1. Système de contreventement : 4
I.3.2. Planchers : 4
I.3.3. Maçonnerie : 4
I.3.4. Revêtements : 5
I.3.5. L'acrotère : 5
I.3.6. Escaliers : 5
I.3.7. Balcon : 5
I.3.8. Infrastructure : 5
I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX : 5
I.4.1. Béton : 5
I.4.1.1. Ciment : 5
I.4.1.2. Granulats : 6
I.4.1.3. Eau de gâchage : 6
I.4.2. Acier : 6
I.4.2.1. Type d'Acier : 6
I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [Art A.2.2.1] : 6
I.5. CONCLUSION : 6
CHAPITRE II **8**
II.1. INTRODUCTION: 8
II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : 8
II.2.1. Plancher à corps creux: 8
II.2.2. Dalle pleine : 9
II.2.2.1. Critère de résistance : 9
II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie : 9
II.3. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATIONS : 10
II.3.1. Charges permanentes : [DTR B.C 2.2] 10
II.3.1.1. Maçonnerie : 10
II.3.1.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) : 10
II.3.1.1.2. Murs extérieurs (double cloison) : 10
II.3.1.2. Plancher à corps creux : 11
II.3.1.2.1. Plancher terrasse : 11
II.3.1.2.2. Plancher courant : 11
II.3.1.3. Charges d'exploitation : 12
II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES : 12
II.5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : 13
II.5.1. Étapes de Prédimensionnement : 13
II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité : 14

II.5.3. La surface reprise par le poteau : 14
II.5.4. Descente des charges : « DTR B.C 2.2. Art 6.3» 14
II.5.4.1. Surcharges d'exploitation : 14
II.5.5. Effort normal ultime de résistance : 15
II.5.6. Calcul de la longueur de flambement Lf : 16
II.5.7. Calcul de l'effort Nu : 16
II.5.7.1. Détermination des charges permanente (Descente des charges) : 17
II.6. VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE : 18
II.6.1. Vérification selon le RPA99 version 2003 [Article 7.5.1] : 18
II.7. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES : 19
II.7.1. Conclusion : 20
CHAPITRE III 21
III.1. L'ACROTERE 21
III.1.1. Introduction 21
III.1.2. Principe de calcul 21
III.1.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation : 21
III.1.4. Calcul de ferraillage : 22
III.1.5. Calcul des armatures verticales 23
III.2. CONDITION DE NON FRAGILITE : 23
III.2.1. Vérification des contraintes normales à L'ELS 23
III.3. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DU BETON 23
III.4. PLANCHER A CORPS CREUX 24
III.4.1. La dalle de compression « CBA93 B.6.8.4.2.3 » 24
III.4.2. Les poutrelles : 25
III.4.2.1. Avant coulage : 26
III.4.2.1.1. Calcul des étaiements : 26
III.4.2.2. Après coulage : 27
III.4.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges 27
III.4.3. Calcul du ferraillage 32
III.4.3.1. Armatures longitudinales 32
III.5. LES ESCALIERS 35
III.5.1. Dimensionnement 35
III.5.1.1. Prédimensionnement : 36
III.5.1.2. Evaluation des charges et surcharges : 37
III.5.1.2.1. Charges permanents : 37
III.5.1.3. Surcharge d'exploitation 37
III.5.1.3.1. Détermination des sollicitations: 38
III.5.1.4. Ferraillage des escaliers : 39
III.5.1.5. Armatures de répartition 40
III.5.1.6. Vérification de la flèche « C.B.A93 B.6.5 » 41
III.5.2. Calcul de la poutre palière 42
III.5.2.1. Charges revenantes à la poutre : 43
III.5.2.2. Evaluation des charges : 43
III.5.2.3. Ferraillage des poutres paliers en L'ELU 44
III.6. DALLE PLEINE : 45
III.6.1. Charge permanentes : 45
III.6.2. Charge d'exploitatation 45
III.6.3. Calcul du ferraillage (Annexe c) 46
III.6.3.1.1. Condition de non fragilité : 47
III.6.4. Espacement : 47

III.6.4.1. Armature de répartition....47
III.6.4.2. Vérification au cisaillement :....48
III.6.5. Vérifications préliminaires de la flèche :....48
CHAPITRE IV....49
IV.1. ETUDE DYNAMIQUE....49
IV.1.1. Introduction....49
IV.2. DISPOSITION DES VOILES :....49
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL « RPA99V2003 ARTICLE 4.1.2 »....50
IV.4. MODELISATION « RPA99V2003 ARTICLE 4.3.2.B»....50
IV.5. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES....50
IV.5.1. Centre de masse....50
IV.5.2. Centre de rigidité....51
IV.5.3. Excentricité théorique et admissible « RPA99V2003 Article 3.5.1.a2»....51
IV.5.4. Spectre de réponse « RPA99V2003 Article 4.3.3 »....54
IV.5.4.1. Coefficient d'accélération A « RPA99 Version 2003 Tableau 4.1»....55
IV.5.4.2. Facteur de correction d'amortissement η:....55
IV.5.4.3. Facteur de qualité Q « RPA99Version 2003 Tableau 4.4»....55
IV.5.5. Justification du coefficient de comportement « RPA99 Version 2003 Tableau4.3.A.2» 56
IV.5.6. Résultats de l'analyse dynamique....56
IV.6. RESULTATS DES ANALYSES DYNAMIQUES....57
IV.6.1. Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 »....57
IV.6.1.1. Comportement modal de la structure....57
IV.6.2. Participation massique....57
IV.6.3. Analyse statique et dynamique....58
IV.6.3.1. Vérification de la force sismique à la base « RPA99v2003 Art 4.3.6 »....58
IV.6.3.2. Vérification de la stabilité au renversement....59
IV.6.3.3. Vérification des déplacements inter-étages « RPA99V2003 Article 4.4.3 »....60
IV.6.3.4. Vérification du cisaillement des éléments....61
IV.6.4. Les poteaux « RPA99V2003 Article 7.4.3.2 »....62
IV.6.5. Voiles « RPA99V2003 Article 7.7.2 »....62
IV.6.6. Vérification de l'effort normal réduit « RPA99V2003 Article 7.1.3.3 »....63
IV.6.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ « RPA99v2003 Article 5.9 »....64
IV.7. CONCLUSION :....65
CHAPITRE V....50
V.1. INTRODUCTION....66
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES....66
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres....66
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS....67
V.2.3. Vérification de la flèche....68
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres....68
V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU....69
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :....71
V.3.1. Armatures longitudinales :....71
V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal :....71
V.3.1.1.1. Selon le CBA93 :....71
V.3.1.1.2. Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :....71
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :....71
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :....72
V.3.2. Armatures transversales :....73

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : 75
V.4.1. Les voiles pleins : 75
V.4.1.1. Calcul d'armatures vertical : 75
V.4.1.2. Calcul d'armatures horizontal 77
V.4.1.2.1. Vérification des contraintes normales à L'ELS 77
V.4.1.2.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC 77
V.4.1.2.3. Armature horizontales 78
CHAPITRE VI 66
VI.1. INTRODUCTION 79
VI.2. TYPES DE FONDATIONS 79
VI.3.1. CARACTERISTIQUES DU SOL 79
VI.3.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS 80
VI.4. Méthode de calcul 80
a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol 80
VI.4.1.1. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression des semelles : 81
VI.4.2. Semelle filante (continue) 82
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 82
VI.5.ETUDE DU RADIER GENERAL 83
VI.5.1 Prédimensionnement de radier : 84
a) Détermination de l'épaisseur de la Dalle du radier: 84
VI.5.2. Dimensionnement de nervure 85
VI.5.2.1 Condition de rigidité 86
VI.5.2.2. Calcul des contraintes : 86
VI.5.3. Ferraillage du radier 88
VI.3.1 Ferraillage de la dalle du radier 88
VI.4.3.2 Ferraillage des nervures 89
VI.4.3.3 ARMATURE DE PEAUX 89
VI.4.3.4 Ferraillage des débords 89
CONCLUSION GENERALE 91
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 92

Liste des Figures

Figure I.1 PLAN ETAGE COURANT....2
Figure II.1: Coup du plancher a corps creux....9
Figure II.2 : Schéma du poteau le plus sollicité....14
Figure II.3 : Dimensions à respecter par les poutres....19
Figure II.4 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).....20
Figure III.1 : L'acrotère. 21
Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère.....24
Figure III.3 : Disposition des armatures de la table de compression. 25
Figure III.4: Schématisation de la poutrelle avant coulage.....25
Figure III.5 1er type de travée....28
Figure III.6 : Diagramme des moments à l'ELU.....29
Figure III.7 Diagramme des moments à l'ELS 30
Figure III.8 Diagramme des moments à l'ELS. 30
Figure III.9 : Diagramme des effort tranchant. 31
Figure III.10 : Diagramme des moments à l'ELS 31
Figure III.11Les travée de type 2....31
Figure III.12 Les travée de type 3....32
Figure III.13 :les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); ..32
Figure III.14 Ferraillage des poutrelles....34
Figure III.15: Escalier à deux volées. 35
Figure III.16 :Dimensions de l'escalier 36
Figure III.17 : Ferraillage des escaliers....42
Figure III.18 : Ferraillage de la poutre palière....45
Figure III.19 :Les positions des dalles pleins....46
Figure IV.1 : les dispositions des voiles proposées. 49
Figure IV.2 : Disposition des voiles 50
Figure IV.3:Position du Centre de masse et centre de rigidité. 53
Figure IV.4 : Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y).....54
Figure IV.5 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile .56
Figure V.1Les sections des poutres 70
Figure V.2 Ferraillage les poteaux (30*30) (45*45). 74
Figure V.3 Ferraillage les poteaux (40*40) (45*45). 75
Figure V.4 Ferraillage des voile....78
Figure VI.1 Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.....81
Figure VI.2 Les bulles de pression sous la semelle 82
Figure VI.3 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux 86
Figure VI.4 Contraintes sous le radier....87
Figure VI.5 Diagramme de moment fléchissant....90
Figure VI.6 Feraillage de radiée 90

Liste des Tableaux

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 6
Tableau II.1 : Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison). 10
Tableau II.2 : Charge permanente des murs extérieurs (double cloison). 10
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse.....11
Tableau II.4: Charge permanente du plancher courant 11
Tableau II.5: Charges d'exploitations du chaque étage du structure 12
Tableau II.6 : Pré dimensionnement des poutres. 13
Tableau II.7 : les surcharge charges d'exploitation. 15
Tableau II.8 : Capacité portante **Nu** pour chaque section de poteau. 17
Tableau II.9 : les charges permanentes. 18
Tableau II.10: Vérifications de coffrage des poteaux. 19
Tableau III.1 Evaluation des charges et surcharges. 21
Tableau III.2 Les efforts à l'ELU et l'ELS. 22
Tableau III.3 Les données.....22
Tableau III.4 Armatures verticales et horizontales. 23
Tableau III.5: Espacement des armatures. 23
Tableau III.6: Vérification des contraintes normales de l'acrotère. 23
Tableau III.7 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère. 23
Tableau III.8: Armatures de la dalle de compression. 25
Tableau III.9: les charges de la poutrelle avant coulage. 26
Tableau III.10 : Détermination du nombre d'étaiements. 27
Tableau III.11 :Actions de calcul des poutrelles après coulage. 27
Tableau III.12 Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU. 28
Tableau III.13 : Diagramme des efforts tranchant. 29
Tableau III.14: **Calcul du moment et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.** 29
Tableau III.15 Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Terrasse à ELU.....30
Tableau III.16 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS. 31

Tableau III.17 Les moment maximales a l'ELU,ELS et l'effort tranchant maximal 32
Tableau III.18 Les moment maximales a l'ELU,ELS et l'effort tranchant maximal 32
Tableau III.19: Calcul et vérification des armatures de plancher courant. 33
Tableau III.20 :Tableau Ferraillages longitudinaux des poutrelles. 33
Tableau III.21: Calcul et vérification des armatures transversales 34
Tableau III.22 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles. 34
Tableau III.23 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles. 34
Tableau III.24: Charge permanente de la paillasse de l'escalier.....37
Tableau III.25: Charge permanente du palier de repos de l'escalier 37
Tableau III.26 :Combinaison des charges de l'escalier. 38
Tableau III.27: Les données.....39
Tableau III.28: Calcul des sections d'acier de l'escalier.....40
Tableau III.29 : Espacement d'acier de l'escalier.....40
Tableau III.30: Section d'armatures de répartition dans l'escalier. 40
Tableau III.31: Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S 41
Tableau III.32 :Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU.....41
Tableau III.33: Vérification de flèche de l'escalier. 41
Tableau III.34: Vérification de la flèche de l'escalier 42
Tableau III.35: Prédimensionnement des poutres palières. 43
Tableau III.36: Calcul des efforts des poutres palières.....44
Tableau III.37: Ferraillage de la poutre palière. 44
Tableau III.38: charge permanente du plancher courant à dalle pleine « DTR B.C 2.2 »....45
Tableau III.39 : Sollicitations des dalles pleines.....46
Tableau III.40 : Les données.....46
Tableau III.41 : Calcul des sections des dalles pleines.....47
Tableau III.42 :Espacement des dalles pleines. 47
Tableau III.43 :Section d'armatures de répartition.....47
Tableau III.44 Vérification à l'E.L.S La fissuration est peu nuisible.....47
Tableau III.45 : Vérification au cisaillement 48
Tableau III.46 : Vérifications préliminaires de la flèche : 48
Tableau IV.1: Centre de masse et de centre de rigidité. 51
Tableau IV.2 : Excentricité théorique et admissible.....52
Tableau IV.3: Coefficient d'accélération de zone A 55
Tableau IV.4: détermination du facteur de qualité Q 55

Tableau IV.5: Comportement des trois premiers modes.....57
Tableau IV.6: Participation massique. 58
Tableau IV.7: Les valeurs de la force sismique 59
Tableau IV.8: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 59
Tableau IV.9:Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 60
Tableau IV.10 :Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 61
Tableau IV.11 :Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 61
Tableau IV.12 :Vérification du cisaillement des poutres.....62
Tableau IV.13 :Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X). 62
Tableau IV.14 :Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y). 62
Tableau IV.15 : Vérification du cisaillement des voile 63
Tableau IV.16 :Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 64
Tableau IV.17 Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y) 65
Tableau V.1 1a section calculée et choisie d'armatures des poutres. 66
Tableau V.2 La section choisie d'armatures des poutres. 66
Tableau V.3 Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. (Travée) 67
Tableau V.4 Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. (Appui) 67
Tableau V.5 Vérification de section d'armatures. 67
Tableau V.6 Vérification de flèche des poutres. 68
Tableau V.7 La section d'armatures transversales 69
Tableau V.8 Vérification des contraintes de cisaillement. 69
Tableau V.9 Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU 72
Tableau V.10 Vérification des contraintes à l'ELS 73
Tableau V.11 Calcul des armatures transversales et leurs espacements.....74
Tableau V.12Les sollicitations des voiles pleins 76
Tableau V.13La section choisie d'armatures verticales des voiles : 76
Tableau V.14Vérification des contraintes normales des voiles. 77
Tableau V.15 Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.....77
Tableau V.16 La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles. 78
Tableau VI.1 Contraintes sous le radier à l'ELS 87
Tableau VI.2 Contraintes sous le radier à l'ELU 87
Tableau VI.3 Récapitulatifs des moments max. dans les panneaux 88
Tableau VI.4 Ferraillage des panneaux du radier 88
Tableau VI.5 Vérification des contraintes : 89

Tableau VI.6 Ferraillage des nervures 89
Tableau VI.7 Vérification des contraintes à l'ELS 89
Tableau VI.8 Espacement des armatures transversales 89
Tableau VI.9 Choix des armatures transversales 89
Tableau VI.10 Ferraillage des débords 90

Notation

Majuscules romaines
A: Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
$Amax, Amin$: Section d'acier maximale et minimale.
A: Section d'un cours d'armatures transversales.
At: 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.
ELS: Etat Limite de Service.
ELU: 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.
Mu: Moment fléchissant à l'ELU.
$Mser$: Moment fléchissant à l'ELS.
N: Effort normal.
$Nser$: Effort normal à l'ELS service.
Nu: Effort normal à l'ELU.
Tu: Effort tranchant à l'ELU.
G: Charge permanente.
Q: Charge d'exploitation.
E: Charge sismique.
W: poids.
Minuscules romaines
h: Hauteur de la section du béton.
b: Largeur de la section du béton.

$b0$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
$c, '$: 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 GRECQUES
Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
Minuscules grecques
α: Angle.
γ: Coefficient de sécurité.
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.

Introduction Générale

Le projet de fin d'études que nous présentons est la dernière étape de notre formation À l'Université de Médéa.

Il vise à appliquer toutes les connaissances acquises dans les années passées C'est un vrai projet dans le domaine du génie civil.

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin D'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

1) Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés ;

2) Pré dimensionnement des éléments structuraux ;

3) Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, dalle pleine) ;

4) Etude dynamique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (ETABS CSI V20.1)

5) Etude la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure ;

6) Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de Fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure ;

7) Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

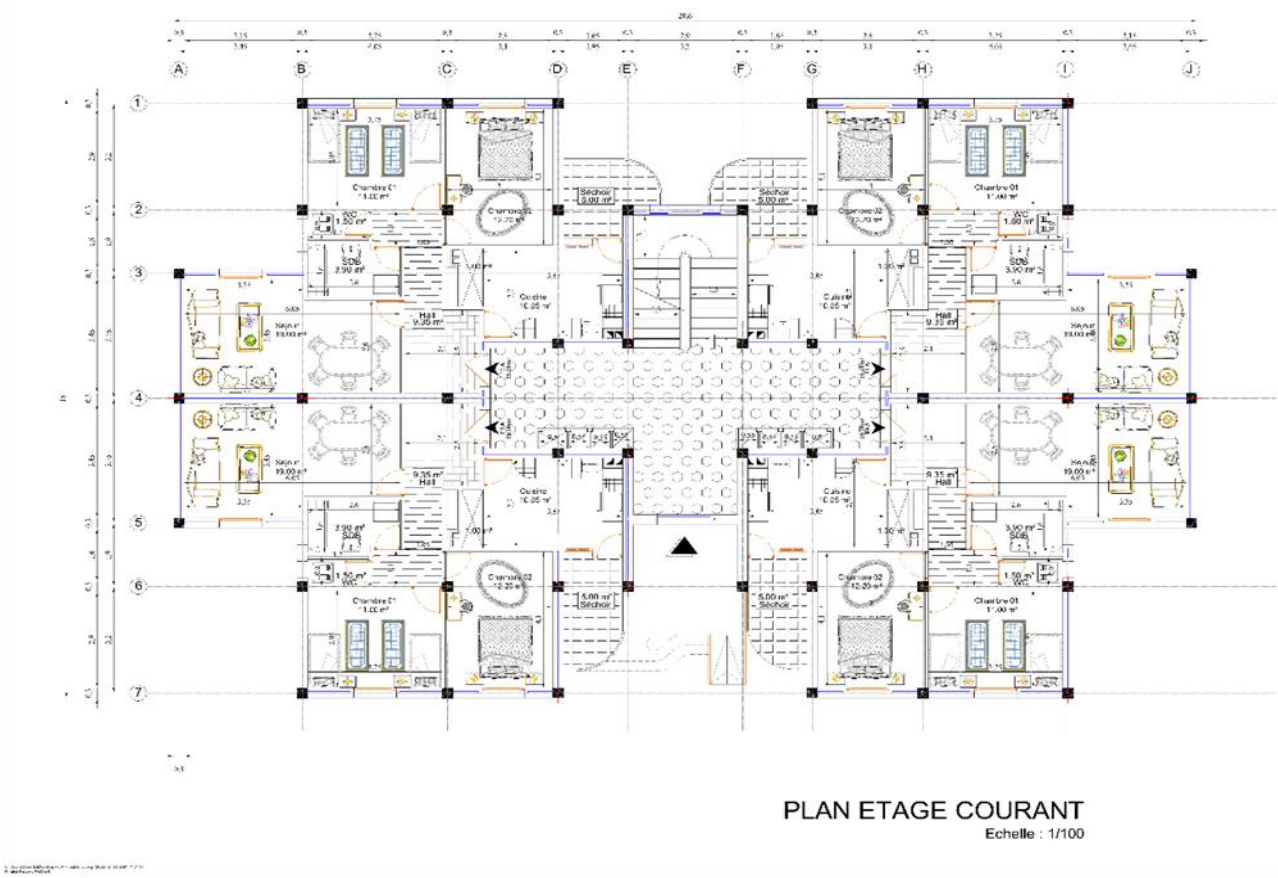


Figure I.1 PLAN ETAGE COURANT

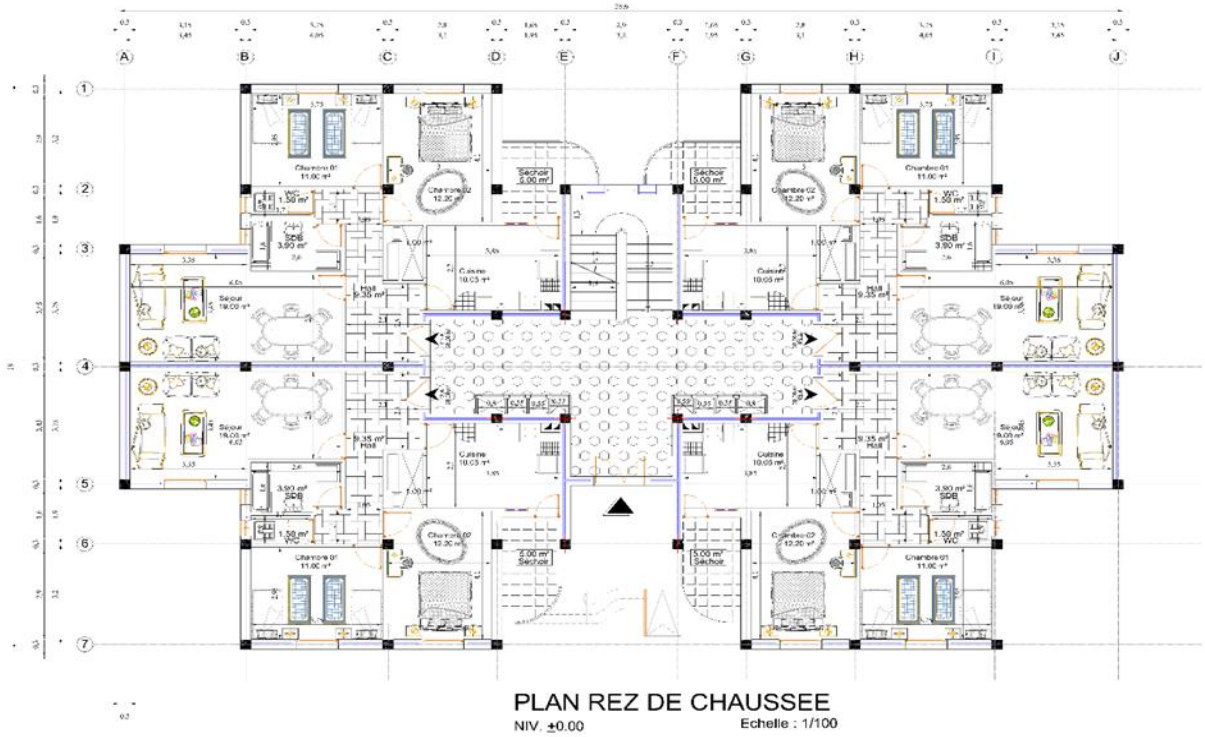
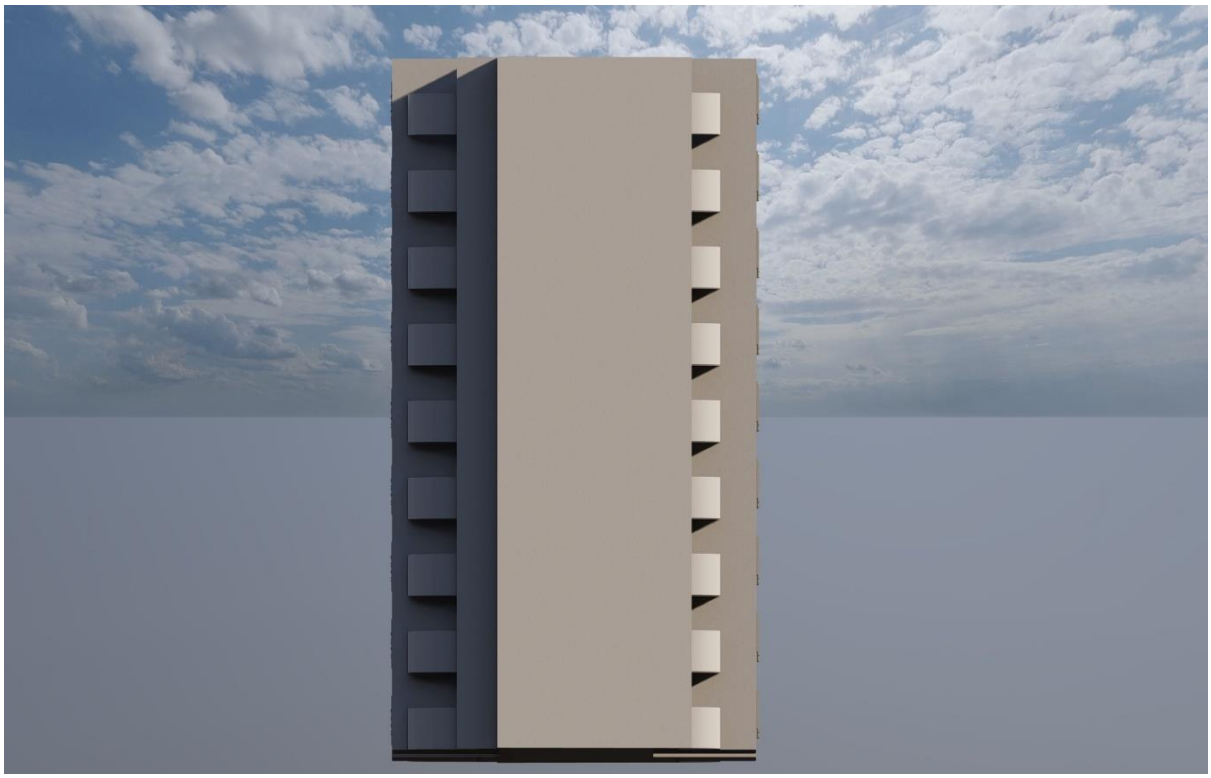


Figure 2 PLAN REZ DE CHAUSSEE



Figure 3 PLAN DE FACADE



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Notre projet d'étude est un calcul d'un Bâtiment en RDC+ 8 étages, à usage d'habitation), L'ouvrage sera implanté à la Commune BERROUAGHIA wilaya de MEDEA Classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Le système de contreventement est assuré par des voiles.

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

- Le règlement de béton armé « CBA 93 ».
- Le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation DTR ».
- Le règlement parasismique « RPA99version2003 ».

I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 28.6 m
- Largeur totale du bâtiment : 18 m

I.2.2. Dimensions en élévation :

- Hauteur de l'étage : **H** = 3.23m
- Hauteur totale du bâtiment : $\mathbf{H_t}$ = 29.07m

I.3. Structure de l'ouvrage :

I.3.1. Système de contreventement :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par deux efforts :

1- Les efforts verticaux durent au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.

2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

Lorsque la hauteur dépasse les 14m, le RPA99V2003 préconise un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

I.3.2. Planchers :

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 10 cm.

- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieurs.

I.3.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.6. Escaliers :

Sont des éléments secondaires dans la structure servant à faciliter le déplacement vertical entre les étages.

Pour notre cas, on a 01 type d'escaliers : Escalier droit à deux volées.

I.3.7. Balcon :

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment.

I.3.8. Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.4.1. Béton :

I.4.1.1. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, nous avons utilisé du béton ayant un dosage en ciment CEM II 42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à $fc28$=25 MPa

I.4.1.2. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm
- Gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8,8/15 et 15/25).

I.4.1.3. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le béton.

I.4.2. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. 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.

I.4.2.1. Type d'Acier :

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	**Armatures longitudinales**	FeE400	HA≥ 8	400
Treillis soudé (T.S)	**Dalle de compression**	TLE520	0 ≤ Ø≤ 6	520
Barre à rond lisse	**Armatures transversales**	FeE235	6 ≤ Ø≤ 8	235

I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [Art A.2.2.1] :

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 : Es=2.105 MPa.

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

f_{c28} = 25MPa

f_{t28} = 0,6+0,06*f_{c28} = 2,1MPa

E_{i28} = 32164.2MPa

E_{v28} = 3700 (f.c_{28})^1/3 = 10818.87

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 14.2\text{MPa Situation durable.} \\ \sigma_{bc} = 18.5 MPa\ Situation\ accidentale. \end{cases}$$

τ_u=3.33MPa Fissuration peu nuisible.

τ_u=2.5MPa Fissuration préjudiciable ou trés préjudiciable.

σ_{bc} = 15 MPa (à l'ELS)

*F*eE400, *F*e=400MPa Pour les armatures longitudinales.

*F*eE235, *F*e= 235MPa Pour les armatures transversales.

TLE520, Fe= 520Mpa Pour les Treillis soudé

σ_s = 201.63MPa Fissuration préjudiciable pour les HA.

σ_s = 164.97MPa Fissuration trés préjudiciable pour les HA.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction:

Le but du prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- 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 utilisés :

- ➢ Plancher corps creux.
- ➢ Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux:

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé). **[Art B.6.8.4.2.4]**

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq \mathbf{ht} \leq \frac{L}{20} \\ \mathbf{ht} \geq \frac{L}{22.5} \end{cases} \qquad (h_t=d+e)$$

Avec :

h_t: l'épaisseur du plancher ;

L_{max} : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à nu d'appuis).

Pour notre projet : L_{max}=375 cm

e : la hauteur de la dalle de compression.

$$\frac{375}{25} \leq \text{ht} \leq \frac{375}{20}$$

$h_t \geq \frac{375}{22.5} = 16.66cm$ Donc : **h_t=20cm**

ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que :

ht = (d+e)► ht = (16+4)

avec : d =16cm et e =4cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier que : ht≥16cm

On a : ht=20cm ≥ 16cm …….. CV

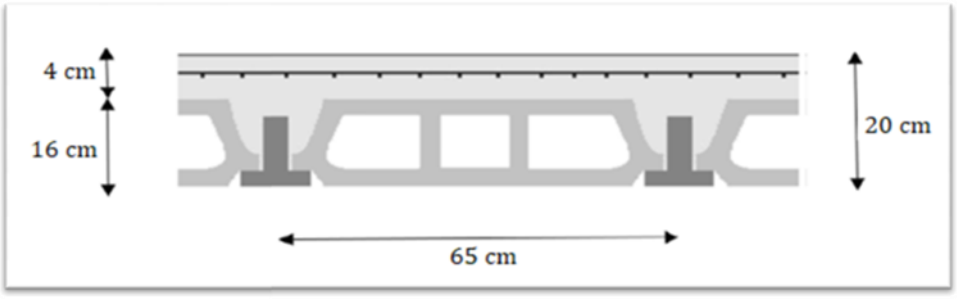


Figure II.1: Coup du plancher a corps creux

II.2.2. Dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

II.2.2.1. Critère de résistance :

Pour le cas de notre structure, on a :

Dalle reposant sur 2 appuis :

$$\frac{L_X}{35} \leq \boldsymbol{e} \leq \frac{L_X}{30}$$

Avec :

L : la plus petite portée entre nus des appuis.

e : épaisseur de la dalle.

Dalle reposant sur 2 appuis, on a : **L_x**= 1.95 m.

$$\frac{195}{35} \leq \boldsymbol{e} \leq \frac{195}{30}$$

$$5{,}57cm \leq \boldsymbol{e} \leq 6{,}5cm$$

II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie :

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

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

On adopte **e = 15 cm** **[Art A.5.2.3]**

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

II.3.1. Charges permanentes : [DTR B.C 2.2]

II.3.1.1. Maçonnerie :

II.3.1.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1 : Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).

N	Composants	Épaisseur (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	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				1,62

II.3.1.1.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.2 : Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).

N	Composants	Épaisseur (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	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				2,52

II.3.1.2. Plancher à corps creux :

II.3.1.2.1. Plancher terrasse :

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**Gravillon roulé 40mm**	0,04	20	0,80
2	**Étanchéité multicouche**	0,02	6	0,12
3	**Papier kraft**	-	-	0,05
4	**Forme de pente**	0,10	22	2,20
5	**Film polyane**	-	-	0,01
6	**Liège (isolant thermique)**	0,04	4	0,16
7	**Pare vapeur**	0,01	6	0,06
8	**Planche corps creux**	0,16+0,04	-	2,80
9	**Enduit de plâtre**	0,02	10	0,20
TOTAL				**6,40**

Remarque :

Nous avons pris une valeur de 0,1 pour la forme de pont car nous n'avons pas de plan spécifique pour cela.

II.3.1.2.2. Plancher courant :

Tableau II.4: Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	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	**Planche corps creux**	0,16+0,04	-	2,80
5	**Enduit de plâtre**	0,02	10	0,20
6	**Mur simple cloison**	0,10	-	1,62
TOTAL				**5,96**

II.3.1.3. Charges d'exploitation :

Tableau II.5: Charges d'exploitations du chaque étage du structure

Usage	Q (KN/m^2)
Inaccessible	1
Habitation	1.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5

II.4. Prédimensionnement des poutres :

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

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

- Règle de CBA 93 : $\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$

Avec :

L_{max} : longueur de la poutre ayant la plus grande portée.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone (IIa) sont : **[Art 7.5.1]**

- ✓ h ≥ 30cm.
- ✓ b ≥ 20cm.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$
- ✓ Condition de rigidité ($\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16}$)

Tableau II.6 : Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L=5.35m=535cm ►35.6cm≤h≤53.4cm On adopte :**h=40** ►12cm≤b≤28cm On adopte : **b=30cm**	L=3.75m=375cm ►25cm≤h≤37.5cm On adopte :**h=35** ►10.5cm≤b≤24.5cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA99(version2003) Art.7.5	b=30cm≥20cm h=40cm≥30cm $\frac{h}{b}=\frac{40}{30}=1.33\leq 4.0$	b=30cm≥20cm h=35cm≥30cm $\frac{h}{b}=\frac{35}{30}=1.16\leq 4.0$
	Conditions vérifiées (CV)	Conditions vérifiées (CV)
Conditions de rigidité	$\frac{h}{L}=0.07\geq\frac{1}{16}=0.062$	$\frac{h}{L}=0.093\geq\frac{1}{16}=0.062$
Conclusion	**h=40cm ; b=30cm**	**h=35cm ;b=30cm**

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 dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1,1Nu**). [Art B.8.1.1]**

II.5.1. Étapes de Prédimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité;
- Calcul de la surface reprise par le poteau;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003. **[Art 7.4.1]**

$$\begin{cases} Min(b\&1, h1) \geq 25cm \\ Min(b1, h1) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \end{cases} \quad \text{(ZONE IIa)}$$

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :

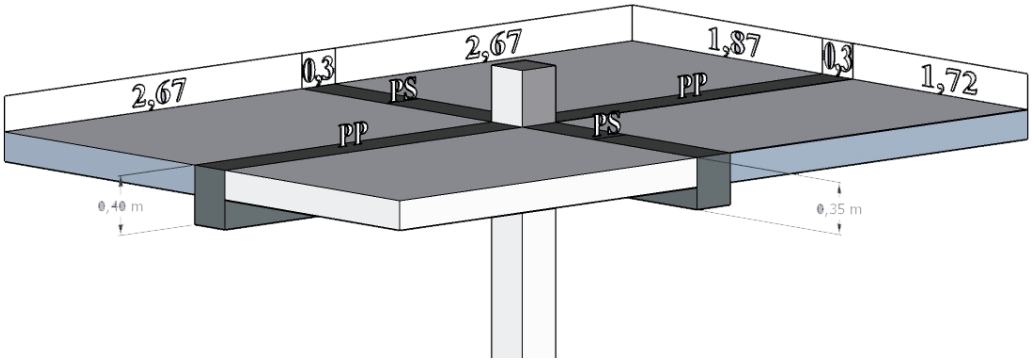


Figure II.2 : Schéma *du poteau* le plus sollicité

II.5.3. La surface reprise par le poteau :

- La surface pour le sous-sol et le RDC :
- $\mathbf{S_{tot}}$= (1.72+2.02) (2.82+2.82) = 21.09 m^2
- $\mathbf{S_p}$=18.36 m^2

II.5.4. Descente des charges : « DTR B.C 2.2. Art 6.3»

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant

II.5.4.1. Surcharges d'exploitation :

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.

- ✓ 8^{eme} étage : Q_0
- ✓ 7^{eme} étage : $Q_0 + Q_1$
- ✓ 6^{me} étage : $Q_0 + 0.95\,(Q_1 + Q_2)$
- ✓ 5^{eme} étage : $Q_0 + 0.90\,(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- ✓ 4^{eme} étage : $Q_0 + 0.85\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- ✓ 3^{ier} étage : $Q_0 + 0.80\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- ✓ 2^{ier} étage : $Q_0 + 0.75\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- ✓ 1^{ier} étage : $Q_0 + 0.71\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- ✓ RDC : $Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

$$Q = S_{\text{totale}} . \; Q_i$$

Tableau II.7 : les surcharge charges d'exploitation.

Niveau	Q_{niveau}(kN)		Coefficient de dégression		$Q_{cumulé}$(kN)
8éme(terrasse)	Q_0	21.09	-		21.09
7éme	Q_1	31.63	1		52.72
6éme	Q_2	31.63	0,95		81.87
5éme	Q_3	31.63	0 ,90		106.49
4éme	Q_4	31.63	0,85		128 .63
3éme	Q_5	31.63	$\frac{n+3}{2n}$	0,80	147.61
2éme	Q_6	31.63		0,75	163 .42
1ér	Q_7	31.63		0.71	178.29
RDC	Q_8	31.63		0.69	200.74

II.5.5. Effort normal ultime de résistance :

D'après « **CBA 93 Art B.8.4.1**» : l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau

On a :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.fc28}{0.9\gamma b} + A\frac{fe}{\gamma s} \right]$$

Avec :

- ✓ $\bar{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- ✓ B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2)*(h-2) ».
- ✓ γ_b**= 1,50** et γ_s **= 1,15** : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- ✓ f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- ✓ **As** : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau (A=B/100).
- ✓ **α** : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} \; Pour \; \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 \; Pur \; 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \alpha = \dfrac{L_f}{i}; i = \dfrac{b}{\sqrt{12}} \; (Section \; carré) \end{cases}$$

Où :

i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} Nu = 1{,}35G + 1{,}5Q \\ \bar{N}u = Nu + 10\%Nu = 1{,}1Nu \end{cases}$$

II.5.6. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement **CBA93** définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- **0,7*L_0** : si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation
- traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.
- **L_0** : dans les autres cas.
- **L_0 =3,23 m** : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages courants.
- **L_0 =3,23 m** : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation, Cas de RDC.
- Pour les étages courants et le RDC on a : $L_f = 0{,}7\ L_0$

II.5.7. Calcul de l'effort Nu :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte :

- Une section de (45x45) cm^2 pour le RDC.
- Une section de (45x45) cm^2 pour le 1er étage et le 2ème.
- Une section de (40x40) cm^2 pour le 3ème et le 4ème étage.
- Une section de (35x35) cm^2 pour, 5ème et 6ème étage.
- Une section de (30x30) cm^2 pour, 7ème et 8ème étage.

Tableau II.8 : Capacité portante **Nu** pour chaque section de poteau.

Étage	Dimension	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\overline{N_u}$
8eme	30×30	78400	3,23	2.261	0,086	26,29	0,763	90	1133,131
7em	30×30	78400	3,23	2.261	0,086	26,29	0,763	90	1133,131
6eme	35×35	108900	3,23	2.261	0,101	22,38	0,785	122,5	1617,331
5éme	35×35	108900	3,23	2.261	0,101	22,38	0,785	122,5	1617,331
4éme	40×40	144400	3,23	2.261	0,115	19,66	0,799	160	2181,051
3éme	40×40	144400	3,23	2,261	0,115	19,66	0,799	160	2181,051
2éme	45×45	184900	3,23	2,261	0,129	17,52	0,809	202,5	2827.057
1er	45x45	184900	3,23	2,261	0,129	17,52	0,809	202,5	2827.057
RDC	45x45	184900	3,23	2,261	0,129	17,52	0,809	202,5	2827.057

II.5.7.1. Détermination des charges permanente (Descente des charges) :

- $G_{plancher}$ = poids de plancher × $S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ = b × h × L× poids volumique du béton armé.

G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.Avec : Poids volumique du béton armé = 25 kn/m^3.

Tableau II.9 : les charges permanentes.

Étage	h(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
8éme	3.23	30x30	7.26	16.02	9,03	117 .504	149,814	149,814
7éme	3.23	30x30	7.26	16.02	9,03	109.425	141,735	291,549
6éme	3.23	35x35	9.89	16.02	9,03	109.425	144,365	435,914
5éme	3.23	35x35	9.89	16.02	9,03	109.425	144,365	580,279
4éme	3.23	40x40	12,92	16.02	9,03	109.425	147,395	727,674
3éme	3.23	40x40	12,92	16.02	9,03	109.425	147,395	875,069
2éme	3.23	45x45	16,35	16.02	9,03	109.425	150,825	1025,894
1^{er}	3.23	45x45	16,35	16.02	9,03	109.425	150,825	1176,719
RDC	3.23	45x45	16,35	16.02	9,03	109.425	150,825	1327,544

II.6. Vérification de la capacité portante :

II.6.1. Vérification selon le RPA99 version 2003 [Article 7.5.1] :

D'après « **RPA99version2003 Art 7.5.1»,** les clauses suivantes doivent être vérifiées :

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Min (b1, h1) ≥ 25 cm.
- Min (b1, h1) ≥ he / 20 **(En zone IIa)**
- 1/4 < b1 / h1 < 4

Tableau II.10: Vérifications de coffrage des poteaux.

Condition à vérifiée	Niveau			
	8éme,7éme	6éme,4éme	4éme,3éme	$2^{éme}$,1^{er}, RDC
b_{max}(cm)	30	30	30	30
h_1(cm)	30	35	40	45
b_1(cm)	30	35	40	45
$b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$	Condition vérifiée			
d(cm)	0	2,5	5	7,50
Max(b1/2 ;h1/2)	15	17,50	20	22,50
d≤Max(b1/2 ;h1/2)	Condition vérifiée			

Les Dimensions à respecter par les poutres sont illustrés sur le Figure II.3:

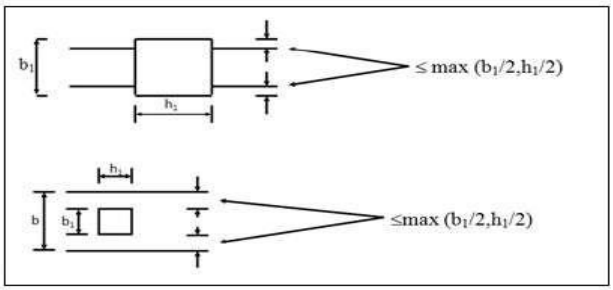


Figure II.3 : Dimensions à respecter par les poutres.

II.7. 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 ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA99 version 2003 « Art 7.7.1 »**, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus,

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

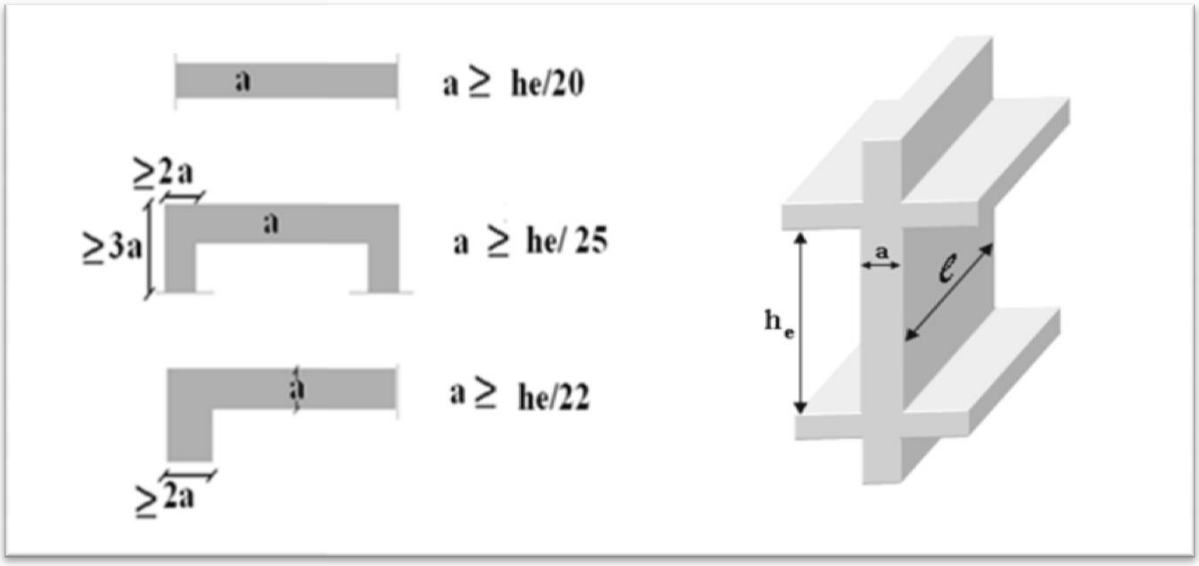


Figure II.4 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

- **L :** porté du voile.
- **a :** épaisseur du voile.

❖ **Voile de contreventement :**

Pour tous les étages : **he** = 3,23 m

a ≥ Max $\left\{15cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right\}$

a ≥ Max $\{15cm; 12cm; 13{,}14cm; 14{,}45cm\}$

On adopte a=15cm

II.7.1. Conclusion :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils sont susceptibles d'être changés après avoireffectué le calcul dynamique et après vérification des flèches des éléments porteurs.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère

III.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivantes la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

III.1.2. 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.

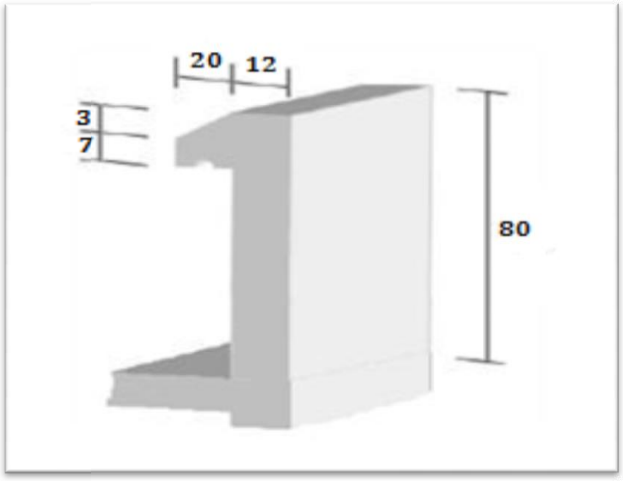


Figure III.1 : L'acrotère.

III.1.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau III.1 Evaluation des charges et surcharges.

Charge permanent G(KN)
Poids propre : G= [(0,80.0,12) +(0,20.0,07) +((0,20.0,03)/2)].25 = 2,825 kN
Charge d'exploitation Q(KN)
Q = 1 kN

Tableau III.2 Les efforts à l'ELU et l'ELS.

	L'E.L.U	L'E.L.S
Moment d'encastrement M_u **(KN.m)**	M_U =1,5.Q.h = 1,5×1×0,80	M_{ser} = Q.h =1×0, 80
	M_U =1,2	**M_{ser} = 0.80**
L'effort normal N_u **(KN)**	N_U =1,35.G	N_{ser} = G
	N_U =3.814	**N_{ser} =2.825**
L'effort trenchant T_u **(KN)**	T_U =1,5.Q== 1,5×1	T_{ser} = Q =1 KN
	T_U =1.5	**T_{ser} =1**

III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x12) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III.3 Les données

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
B	100	cm	Fc28	25	MPa
H	12	cm	F_e	400	MPa
C_1	2,5	cm	**Sollicitations**		
C_2	2,5	cm	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
Longueur de flambement			N_u	3,814	KN
Notations	**Valeurs**	**Unités**	M_u	1,2	KN.m
L_0	0.80	m	Nser	2,825	KN
L_f	1,6	m	Mser	0,80	KN.m

III.1.5. Calcul des armatures verticales

Le calcul se fait en flexion simple

Tableau III.4 Armatures verticales et horizontales.

	Armatures verticales		Armatures horizontales.	
	As1 (cm^2/ml)	As2 (cm^2/ml)	Arép1 (cm^2/ 0.8 m)	Arép2 (cm^2/ 0.8 m)
Calculée	0,31	0,00	1,38	1,38
choisie	7 HA 10 = 5,50	7 HA 10 = 5,50	5HA8=2,31	5HA8=2,31

III.2. Condition de non fragilité :

A_{min} = 1 cm^2 > A = 0,31 cm^2

Tableau III.5: Espacement des armatures.

	Armatures verticales	Armatures horizontales
St choisie (cm)	15	15
$\overline{St}$ admissible	min{3h ; 33cm}= 33 cm	min{4h; 45cm}= 45 cm
St < $\overline{St}$	Condition verifiée	Condition verifiée

III.2.1. Vérification des contraintes normales à L'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III.6: Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

σb (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	$\sigma b < \overline{\sigma b}$	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	$\sigma s < \overline{\sigma s}$
0,42	15	condition verifiée	10,62	201,63	condition verifiée

III.3. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III.7 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau}$
12,54	0,016	2,5	Condition verifiée

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

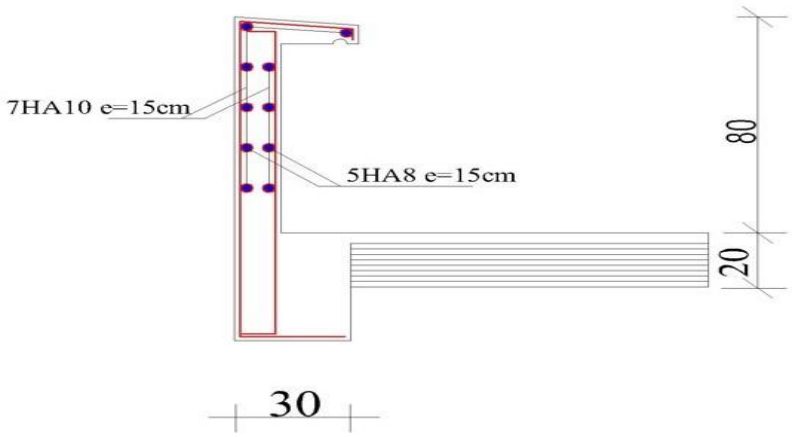


Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère.

III.4. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation. Il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en BA, déposées parallèlement de 60cm d'espacement
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (Get Q), en traitant les deux éléments suivants :

- ✓ Les poutrelles ;
- ✓ La dalle de compression.

III.4.1. La dalle de compression « CBA93 B.6.8.4.2.3 »

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

$$\begin{cases} 20\text{ cm: pour les armatures perpendiculaires aux nervures}(A_{\perp}) \\ 33\ cm\text{: pour les armatures paralleles aux nervures } (A\ ). \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{4L}{fe} \\ A \geq \frac{A_L}{2} \end{cases}$$ Pour 50cm ≤ L≤ 80cm

$$\begin{cases} \text{L: L'écartementdes axes des nervures } = 65\text{ cm.} \\ \text{fe: La limite d'élasticitéde treillis soudé } = 520\text{MPa.} \end{cases}$$

Tableau III.8: Armatures de la dalle de compression.

	$A_{\perp}$(cm²/ml)	$A_{//}$(cm²/ml)
Calculé	$A_{\perp} \geq 0,5$	$A_{//} \geq 0,25$
choisi	5Ø5=0,98	5Ø5=0,98
on adoptera un treillis soudé de : (20x20) cm²		

✓ **Schéma de ferraillage**

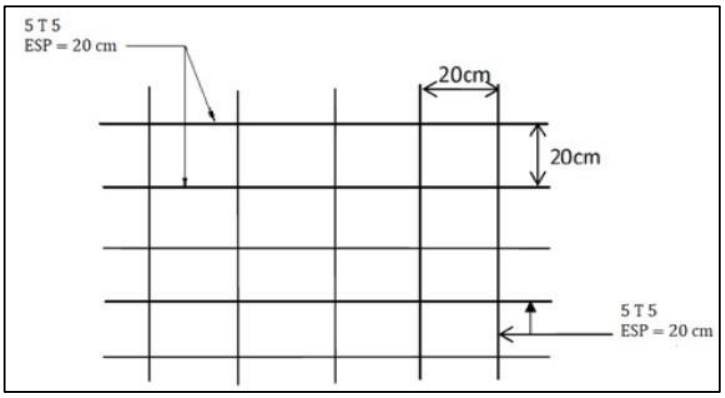


Figure III.3 : Disposition des armatures de la table de compression.

III.4.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, 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.

✓ **Dimensionnement :**

- b = 12cm Largeur de la poutrelle.
- h = 4cm Hauteur de la poutrelle.
- c = 2cm Enrobage.
- d = 2cm Hauteur utile.

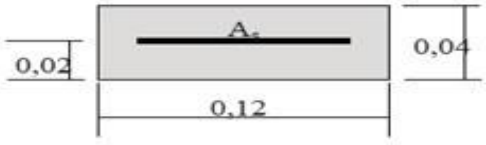


Figure III.4: Schématisation de la poutrelle avant coulage.

III.4.2.1. 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. **« CBA ART B.6.8.4.1.2 »**

- Poids propre de la poutrelle : G1 = 0.12 × 0.04 × 25 = 0.12 KN/ml
- Poids propre du corps creux : G2 = 1 × 0.65 = 0.65 KN/ml
- La charge permanente total : G = G1 + G2 = 0.12 + 0.65 = 0.77 KN/ml

Q = max [1 KN ; 0,5L = 2,025] = 2,025 KN

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

Tableau III.9: les charges de la poutrelle avant coulage.

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
		Poids de Poutrelle	Poids du corps creux
4,2	2,1	0,12*0,04*25 = 0,12	0,65*1 = 0,65
		0,77	

III.4.2.1.1. Calcul des étaiements :

- **Vérification de la flèche :**

$$f < f \text{ limite}$$

$$f = \frac{P_Q L^3}{48.E.I} + \frac{5P_G.L^4}{348.E.I}$$

Avec :

- f_Q : Une flèche due a la charge concentrée de l'ouvrier [Q = max [1 KN ; 0.5L]
- f_G : Une flèche due a la charge répartie
- P_G = poids propre de poutrelle + poids de corps creux

$$f_{\text{limite}} = \frac{L(cm)}{500} \quad \text{Si} \quad L \leq 5m$$

Tableau III.10 : Détermination du nombre d'étaiements.

N° des étaiments	Longauer de travée (mm)	G(KN)	Q (KN)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f \leq \bar{f}$
0	4050	0,77	2,025	389,97	8,10	Condition non vérifiée
1	2025	0,77	1.0125	24,37	4,05	Condition non vérifiée
2	1350	0,77	1	4,82	2,70	Condition non vérifiée
3	1013	0,77	1	1,52	2,03	Condition vérifiée

✓ **Commentaire :**

Il faut prévoir **3 étaiements** le long de travée espacée de **1.013 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.4.2.2. Après coulage :

Apres coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ces deux extrémités, elle sera soumise à des charges uniformément reparties.

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. 3 type de poutres continues sont à envisage :

- Type 1 : 2 travées (travée de 4,05 m ; 3,10 m);
- Type 2 : 3 travées (travée de 3,45 m ; 4,05m ; 1,95m)
- Type 3 : 9 travées

III.4.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.11 :Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	qser (kN/m)
Terrasse	6,40*0,65=4,16	1*0.65=0,650	6,591	4,81
Plancher courant	5,96*0,65=3,87	1,5*0.65=0,97	6,692	4,84

On à choisie les types les plus défavorable (1er type=2 travées)

❖ **La méthode forfaitaire :**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux plancher à surcharge d'exploitation modérées

Q=1,5 kN/m^2< max {2.G ; 5 kN/m^2} =11,92 kN/m^2

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les déférentes travées Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25

$$1^{er}\text{ type} : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,05}{3,1} = 1,30 \text{ (C.N.V)}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Alore nous utilisons **la méthode caquot**

❖ **La méthode Caquot**

1er Type :

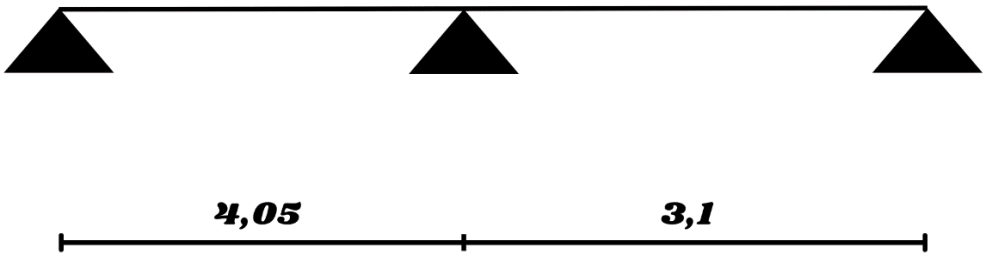


Figure III.5 1er type de travée

Plancher courant :

Tableau III.12 Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU.

Travées	L (m)	L'(m)	M0 (KNm)	Mw (KNm)	Me (KNm)	Mt	Tw	Te
Travée 1	4,05	4,05	13,71	2,74	10,59	7,04	11,60	-15,48
Travée 2	3,1	3,1	8,03	10,59	1,60	1,93	13,26	-7,47

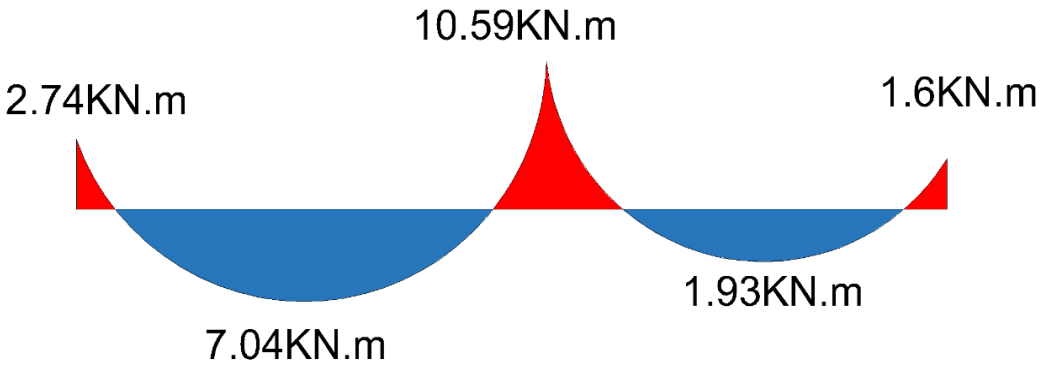


Figure III.6 : Diagramme des moments à l'ELU.

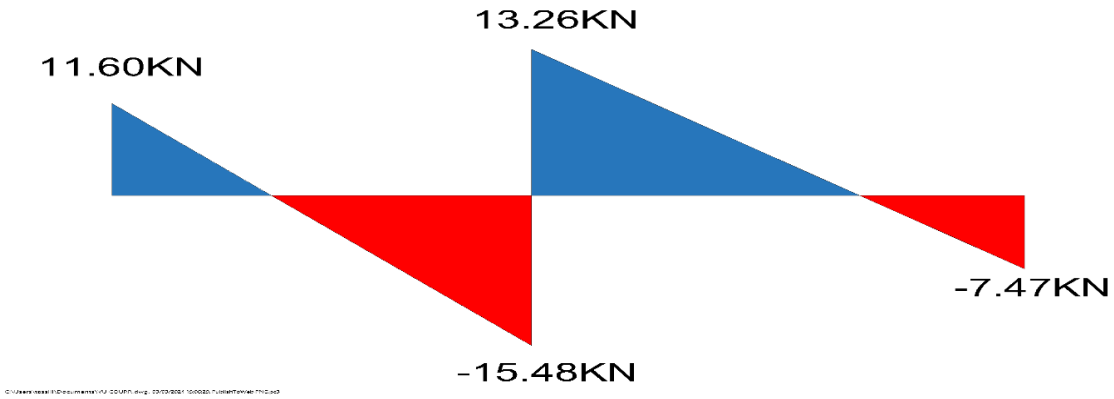


Tableau III.13 : Diagramme des efforts tranchant.

Tableau III.14: **Calcul du moment et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.**

Travées	**L m**	**L'(m)**	**M0 (KNm)**	**Mw (KNm)**	**Me (KNm)**	**Mt**
Travée 1	4,05	4,05	9,92	1,98	7,66	5,10
Travée 2	3,1	3,1	5,81	7,66	1,16	1,40

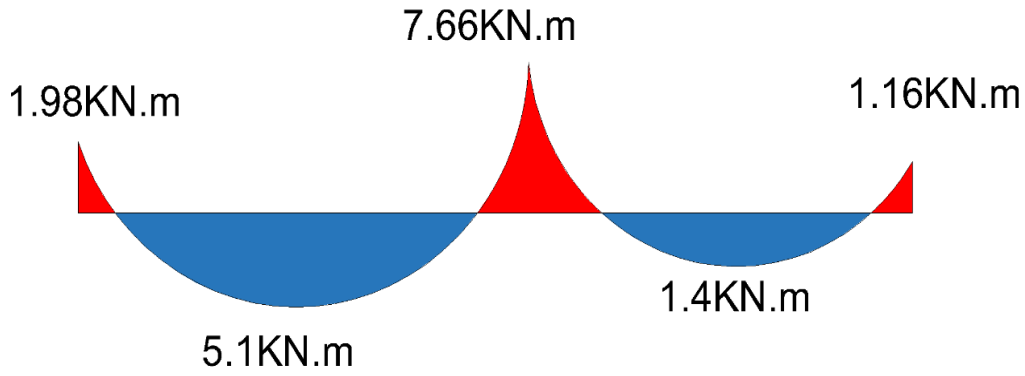


Figure III.7 Diagramme des moments à l'ELS

Plancher terrasse :

Tableau III.15 Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Terrasse à ELU

Travées	L (m	L'(m)	M0 (KNm)	Mw (KNm)	Me (KNm)	Mt	Tw	Te
Travée 1	4,05	4,05	13,51	2,70	10,43	6,94	11,43	-15,25
Travée 2	3,1	3,1	7,91	10,43	1,58	1,90	13,06	-7,35

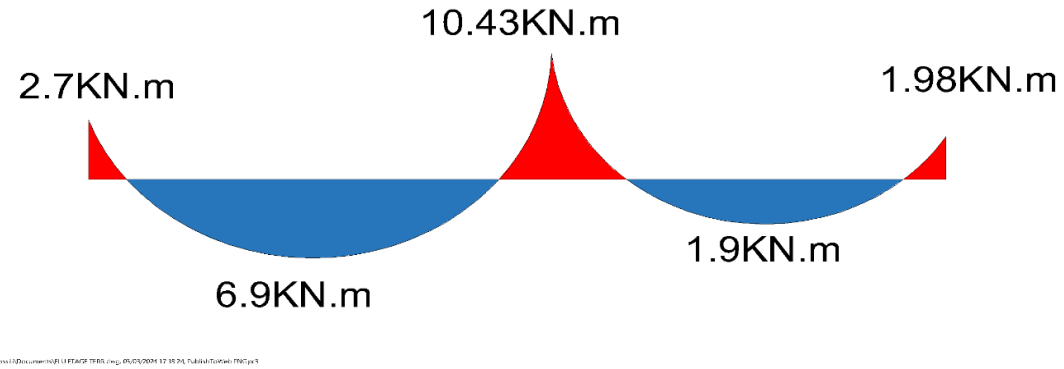


Figure III.8 Diagramme des moments à l'ELS.

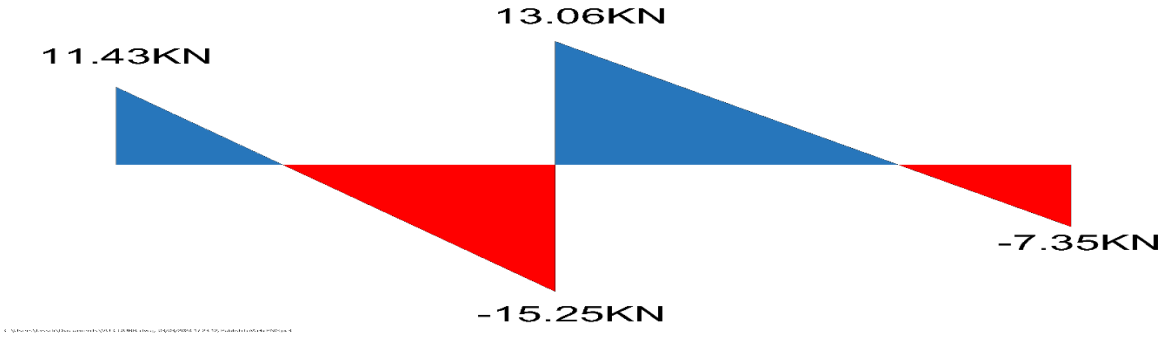


Figure III.9 : Diagramme des effort tranchant.

Tableau III.16 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS.

Travées	L m	L'(m)	M0 (KNm)	Mw (KNm)	Me (KNm)	Mt (kN.m)
Travée 1	4,05	4,05	9,86	1,97	7,62	5,07
Travée 2	3,1	3,1	5,78	7,62	1,16	1,39

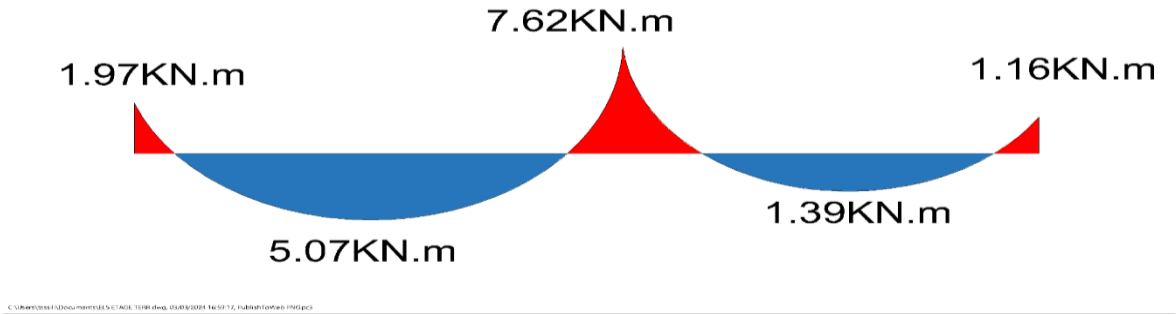


Figure III.10 : **Diagramme des moments à l'ELS**

2éme Type :



Figure III.11Les travée de type 2

Tableau III.17 Les moment maximales a l'ELU,ELS et l'effort tranchant maximal

Moment	ELU	ELS
Mt_{max}(KN.m)	6.15	4.42
Ma_{max}(KN.m)	8.82	6.35
T(KN)	14.17	/

3éme Type :

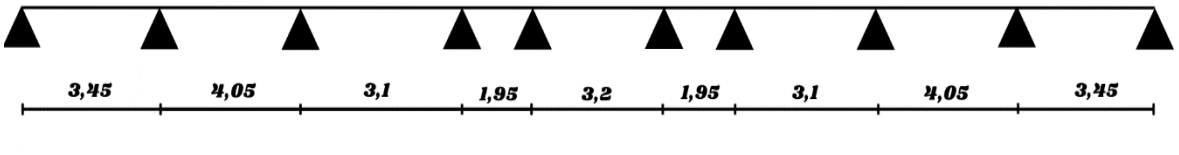


Figure III.12 Les travée de type 3

Tableau III.18 Les moment maximales a l'ELU,ELS et l'effort tranchant maximal

Moment	ELU	ELS
Mt_{max}(KN.m)	6,06	3,88
Ma_{max}(KN.m)	9,53	6,10
T(KN)	15,36	/

III.4.3. Calcul du ferraillage

III.4.3.1. Armatures longitudinales

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

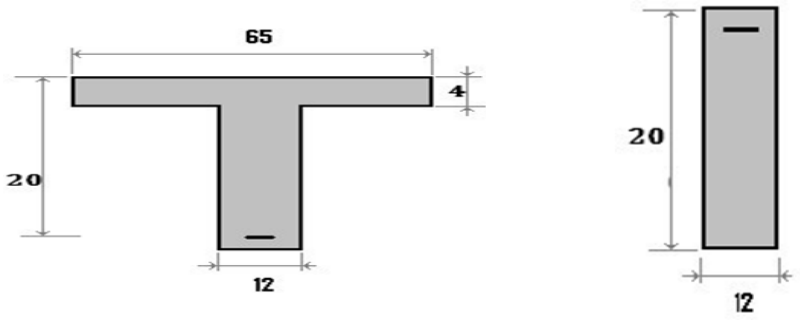


Figure III.13 :les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche);

En appui (à droite)

✓ La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.19: Calcul et vérification des armatures de plancher courant.

		En travée	Aux appuis
ELU	**Mu (kN.m)**	7,04	11,27
		M_0= 59, 07KN.m	
	M_0(KN.m)	Mu < M0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire(b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	Mu < M0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0,024	0,038
	μl	0,392	
	μ< μl	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	B	0,988	0,981
	A (cm^2)	0,91	1,467
	Le chois A	3HA10=2.36 cm^2	2HA10=1.57 cm^2
	***A*min(cm^2)**	1,3	0,24
	A > *A*min	Condition vérifiée	Condition vérifiée
ELS	**Mser (kN.m)**	4,86	8,17
	σb adm(MPa)	15	
	y1 (cm)	4,94	11,77
	IG (cm4)	12652,04	42535,35
	σb (MPa)	1,89	2,26
	σb ≤ σb adm	Condition vérifiée	Condition vérifiée

✓ Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.20 :Tableau Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	**En travée**	**Aux appuis**
	3HA10=2.36cm^2	2HA10=1.57 cm^2

Tableau III.21: Calcul et vérification des armatures transversales

$Ø_t$ (mm)	A_t (cm^2)	Le chois A_t (cm^2)	S_t (cm)	At min (cm^2)	$At \geq At$ min
6	0.28	2Ø6 =0.56	15	0,19	**Condition vérifiée**

« RPA99V2003 Article 7.5.2.2 ».

- ✓ **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « CBA93Article 5.1.2.1»**

T (KN)	T_u (MPa)	T_{adm} (MPa)	Tu ≤ Tadm
15.64	0.72	3.33	**Condition vérifiée**

Tableau III.22 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

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

1er condition	2éme condition
$\frac{h}{l} > \frac{Mt}{15M0}$	$\rho \leq \frac{3,6}{fe}$
0,049≥0,033	0,0071≤0,009
C.V	C.V

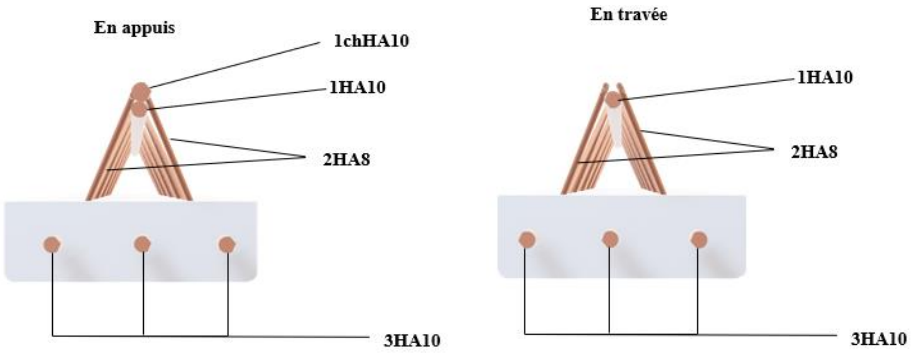


Figure III.14 Ferraillage des poutrelles

III.5. Les escaliers

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

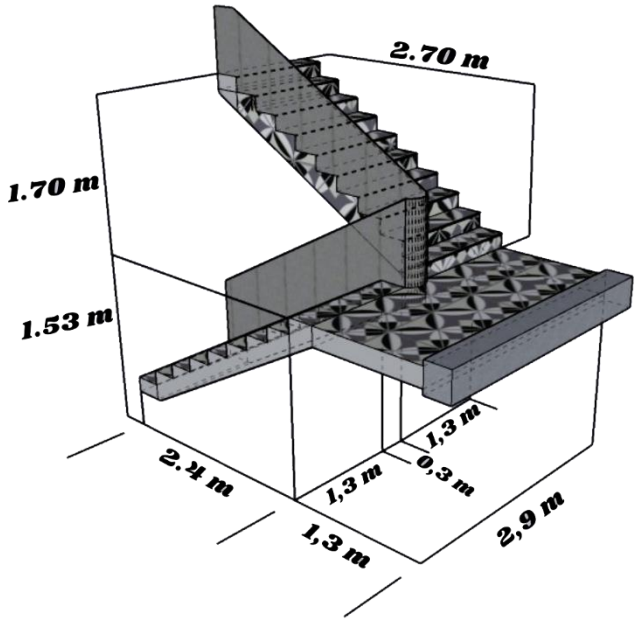
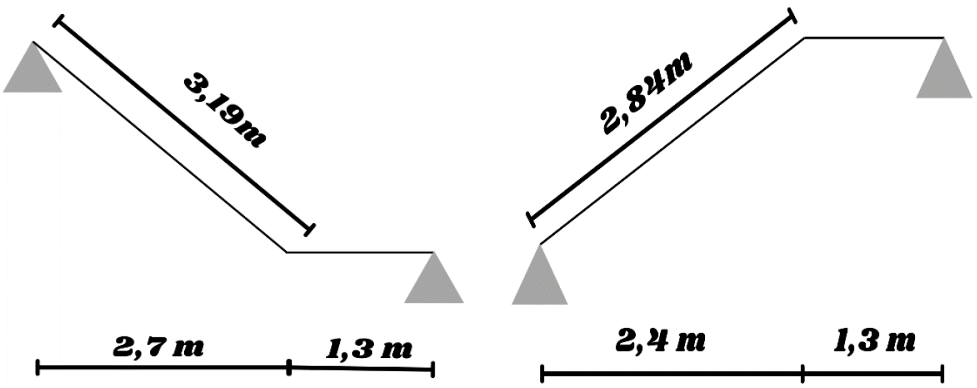


Figure III.15: Escalier à deux volées.

III.5.1. Dimensionnement

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec 1 paliers intermédiaires. Le schémastatique de ce type d'escalier et comme suit :



2 éme Volée 1er Volée

Figure III.16 :Dimensions de l'escalier

III.5.1.1. Prédimensionnement :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 19.
- Hauteur du palier : H = 1,70 m (on va traiter la partie qui contient 10 contre marche)
- Hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{3.23}{19} = 17\ cm$$

- Largeur de la marche :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2.70}{9} = 30cm$$

- Vérification de la formule de BLONDEL

$$59\ \text{cm} \leq g + 2h \leq 66\ cm \blacktriangleright 59\ \text{cm} \leq 64\ cm \leq 66\ cm \blacktriangleright \text{C.V}$$

✓ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier :**

tg α $= \frac{H}{L} = \frac{170}{270} =$ 0.629 D'où alors : **α =32,19°**

$L_1 = \sqrt{2.7^2 + 1.7^2} = 3.19m$ ► $L_{tot}=L_1+L_2=3,19+1,3=4,49$ m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$$\frac{L_{TOT}}{30} \leq e \leq \frac{L_{TOT}}{20}$$

$$14,96 \leq e \leq 22,45$$

On prendra : $e = 18\ cm$

III.5.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

III.5.1.2.1. Charges permanents :

Tableau III.24: Charge permanente de la paillasse de l'escalier

« DTR B.C. 2.2 ».

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	**Carrelage**	0,02	20	0,40
2	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
4	**Poids propre de la marche**	0,17/2	25	2,13
5	**Poids propre de la paillasse**	0,18/cosα	25	5,31
6	**Enduit en ciment**	0,02	18	0,36
Charge permanente				**8,60**

Tableau III.25: Charge permanente du palier de repos de l'escalier

« DTR B.C. 2.2 ».

N	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0,02	20	0,40
3	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
4	**Poids propre du palier**	0,18	25	4,5
5	**Enduit en ciment**	0,02	18	0,36
Charge permanente				**5,66**

III.5.1.3. Surcharge d'exploitation

Selon **« DTR B.C. 2.2 ART 7.2 »**

- **Le palier :** Q =2,5 KN/m^2
- **La paillasse :** Q =2,5 KN/m^2

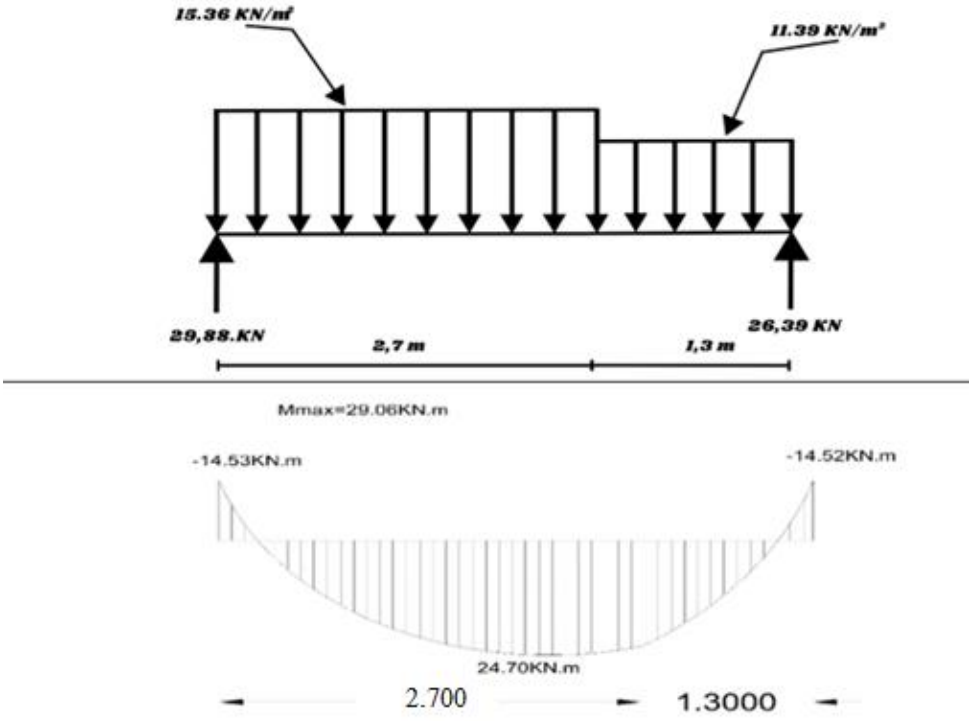
III.5.1.3.1. Détermination des sollicitations:

- **E.L.U:** P_u=1,35. G+1,5. Q
- **E.L.S :** P_{ser}=G+Q

✓ Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.26 :Combinaison des charges de l'escalier.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	Pu (kN/m2)	Pser (kN/m^2)
Palier	**5,66**	**2,5**	11,39	8,16
Paillasse	8,60	2,5	15,36	11,1



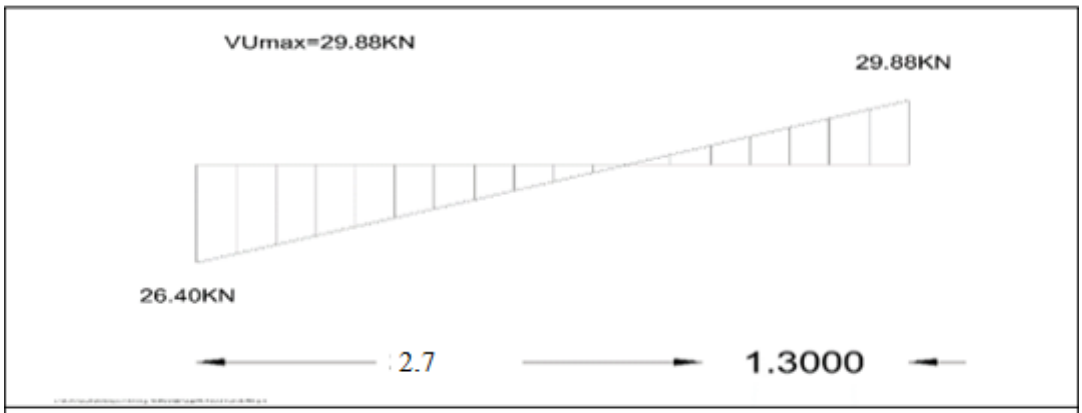


Schéma statique des éfforts du l'éscalier a l'E.L.U

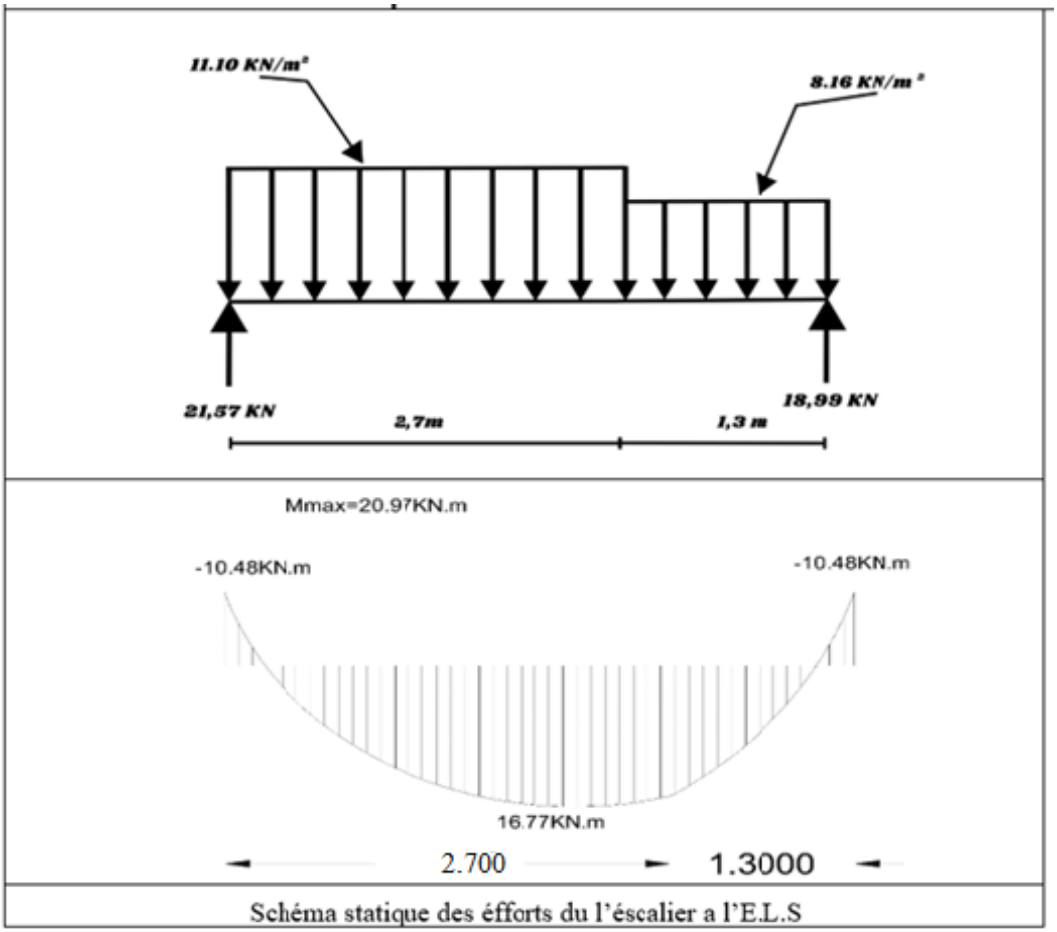


Schéma statique des éfforts du l'éscalier a l'E.L.S

III.5.1.4. Ferraillage des escaliers :

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau III.27: Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 130 cm	h = 18cm	d=15,5 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.28: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	24,7	0,072	0,963	4,75	0,00	4 HA14= 6,15
En appuis	14,53	0,043	0,978	2,75	0,00	4 HA12= 3,14

Tableau III.29 : Espacement d'acier de l'escalier.

	St (cm)	$\overline{st}$ (cm)	St (cm) < $\overline{st}$ (cm)
En travée	25	33	**Condition vérifiée**
En appuis	25	45	**Condition vérifiée**

❖ **Condition de non fragilité**

On vérifie que: $A \geq A_{min}$

En travées : $A = 6{,}15 cm^2 \geq A_{min} = 2{,}3\ cm^2$ (Condition vérifiée)

En appuis : $A = 4{,}52 cm^2 \geq A_{min} = 2{,}3\ cm^2$ (Condition vérifiée)

III.5.1.5. Armatures de répartition

Tableau III.30: Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép}$=A/4 (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	St (cm)	$\overline{st}$ (cm)	St (cm) < $\overline{st}$ (cm)
En travée	1,53	4 Ø10 = 3,14 cm^2	25	33	Condition vérifiée
En appuis	1,13	4 Ø10= 3,14 cm^2	25	45	Condition vérifiée

❖ **Vérification des contraintes normales « C.B.A93 Article A.4.5.3 »**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau III.31: Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	6,15	4,52
M_{ser} (kN.m)	16,77	13,36
Y (cm)	4,03	3,53
I (cm⁴)	14972,68	11620,54
$\bar{\sigma}_b\ (MPa)$	15	
$\sigma_b\ (MPa)$	4,51	4,06
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	**Condition vérifiée**	**Condition vérifiée**

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « C.B.A Article A.5.1»**

Type de fissuration : peu nuisible.

Tableau III.32 :Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU.

Section (cm²)	Tmax (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
130 × 18	29,88	0,14	3,33	Condition vérifiée

III.5.1.6. Vérification de la flèche « C.B.A93 B.6.5 »

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} * \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{h_0.d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$$

$$\frac{h}{I} \geq \frac{1}{16}$$

Tableau III.33: Vérification de flèche de l'escalier.

1ier condition			2eme condition			3eme condition		
0,04	≥	0,078	0,003	≥	0,001	0,04	≥	0,06
Condition non vérifiée			Condition vérifiée			Condition non vérifiée		

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.Il faut avoir :

$\Delta f_t \leq f_{limite}$ (ANNEXE A)

Tableau III.34: Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ%	σs (MPa)	μ	y(cm)	I_0 (cm^4)
6,15	16,77	0,39	181,05	0,26	9,71	55850,72
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
25793,06	39565,82	3,23	6,32	3,09	8	Condition vérifiée

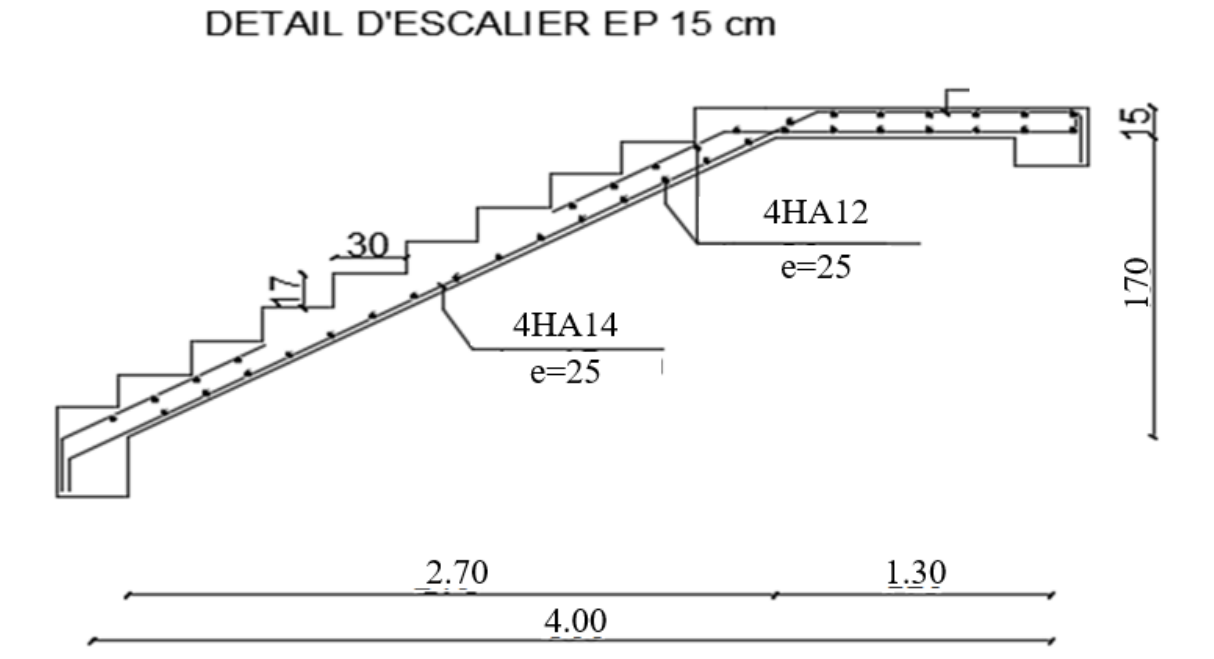


Figure III.17 : Ferraillage des escaliers

III.5.2. Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

$$L/15 \leq h \leq L/10 \; ; \qquad 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

Tableau III.35: Prédimensionnement des poutres palières.

Poutres palière		
conditions derésistance	L_{max}= 2,9 m	
	⇒ 19cm≤h≤29cm on adopte h=35 ⇒ 0.3 h ≤b≤ 0.7h 10,5cm≤b≤24,5cm on adopte b=30	
	h=35cm ≥ 30cm	
Vérification selon le RPA 99	b=30cm ≥ 20cm h/b=1,16 ≤ 4	
	(Conditions vérifies)	
Condition derigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0,093) ≥(1/16=0,062) (C.V)	
Conclusion	h = 35cm	b = 30cm

III.5.2.1. Charges revenantes à la poutre :

Poids propre de la poutre : 0,35 x 0,30 x 25 = 2.625 kN/ml.

Poids de la double cloison : 1,29 x 2,52 = 3.25 kN/ml

G_T =5.87 kN

Donc:

P_u = 1.35 x G_T + R = 1,35x 4.97+ 21,503 = 28,212 kN/ml

P_{ser} = G + R= 4, 97+15,457 = 20, 36 kN/ml

III.5.2.2. Evaluation des charges :

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

Tableau III.36: Calcul des efforts des poutres palières.

	Poutres
R_{AG} (KN)	26.39
R_{AQ} (KN)	18.99
L (m)	2,9
Pu (KN/ml)	29.42
Pser (KN/ml)	21,24
Ru a ELU (KN)	42.66
M_{max} appui a ELU (KN.m)	-20,62
M_{max} travée a ELU (KN.m)	10,31
M_{max} appui a ELS (KN.m)	-14,88
M_{max} travée à ELS (KN. m)	7,44

III.5.2.3. Ferraillage des poutres paliers en L'ELU

❖ **Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 348$ MPa Béton : $f_{c28} = 25$ MPa

$\gamma_b = 1,5$; $\sigma_b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=35cm, d=27,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

➢ **Poutre palière**

Tableau III.37: Ferraillage de la poutre palière.

	M (KN.m)	**μ**	**β**	**A (cm^2)**	**A' (cm^2)**	**A_{adp} (cm^2)**	**A (cm^2)**
En travée	13,46	0,041	0,979	1,43	0	**4HA10**	3,14
En appuis	26,92	0,083	0,109	2,94	0	**4HA10**	3,14

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min}$

En travées : $A = 3,14\ cm^2 \geq A_{min} = 0,9\ cm^2$ (Condition vérifiée)

En appuis : $A = 3,14\ cm^2 \geq A_{min} = 0,9\ cm^2$ (Condition vérifiée)

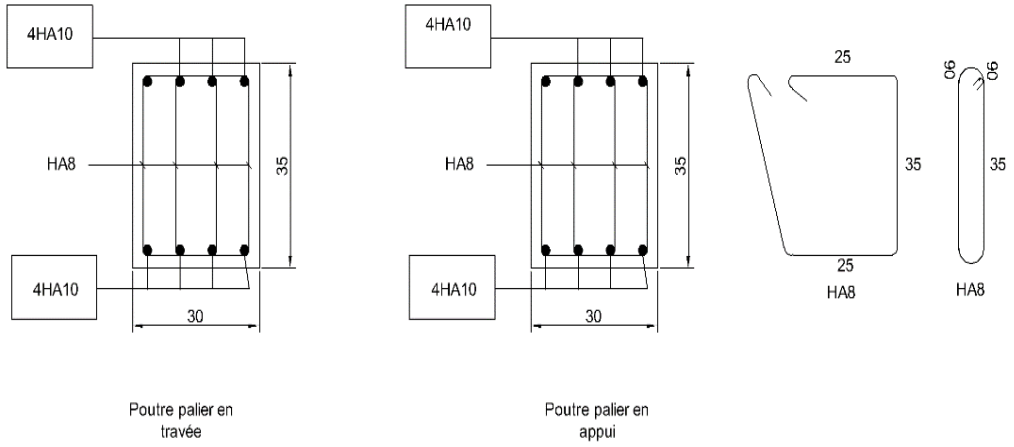


Figure III.18 : Ferraillage de la poutre palière

III.6. Dalle pleine :

La dalle pleine est un plancher en béton armé de 10 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif. On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments, à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

III.6.1. Charge permanentes :

Tableau III.38: charge permanente du plancher courant à dalle pleine « DTR B.C 2.2 »

Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Carrelage	0,02	20	**0,40**
Mortier de pose	0,02	20	**0,40**
Lit de sable	0,03	18	**0,54**
Dalle pleine	0,15	25	**3,75**
Enduit de ciment	0,02	18	**0,36**
TOTAL			**5,45**

III.6.2. Charge d'exploitatation

Plancher à dalle pleine : Balcon : Q = 3,5 KN/m^2 **« D.T.R B.C.2.2 Article 7.2 »**

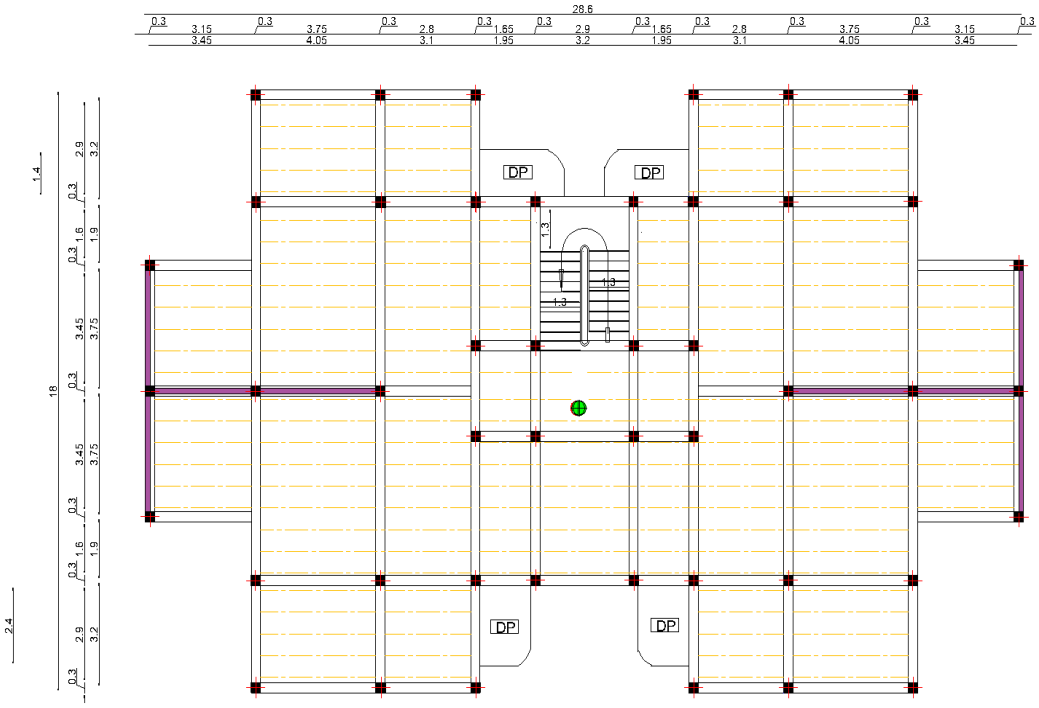


Figure III.19 :Les positions des dalles pleins

III.6.3. Calcul du ferraillage (Annexe c)

Tableau III.39 : Sollicitations des dalles pleines.

Les dalles pleines	Mu		Mser		$\rho = \frac{Lx}{Ly}$	direction.
Dalle pleine	Mx	My	Mx	My	0,536	La dalle travaillant suivant les deux directions
	2,373	0,593	1,754	0,692		

- Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Tableau III.40 : Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h = 15 cm	d=12,5 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

- Les dalles travaillant suivant les deux directions :

$Øp \leq \frac{h}{10}$=1,5cm On adopte alors Øx= Øy=12 mm

$dx = h - e - \frac{Ø}{2}$=12,90 cm Et $dy = dx - \frac{(Øx + Øy)}{2} = 11{,}70cm$

Tableau III.41 : Calcul des sections des dalles pleines.

	Mu	μ	A'	beta	A	Achoisi	Amin
Travée	2,37	0,011	0,00	0,994	0,55	4HA10=3,14	1,50
Appuis	0,84	0,004	0,00	0,998	0,19	4HA10=3,14	1,50

III.6.3.1.1. Condition de non fragilité :

En travées : A = 3.14 cm^2 ≥ Amin = 1.50 cm^2 (Condition vérifiée)

III.6.4. Espacement :

Tableau III.42 :Espacement des dalles pleines.

	Travée	Appuis
St	25 cm	25 cm
$\bar{S}t$	min (3h, 33cm) = 33cm	min (4h, 45cm) = 33cm
St< $\bar{S}t$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

III.6.4.1. Armature de répartition

Tableau III.43 :Section d'armatures de répartition.

	$A_{rép}$ =A/4 (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	St (cm)	$\overline{St}$ (cm)	St (cm) < $\overline{St}$(cm)
1ier Dalle pleine	0,785	4Ø10=3,14cm²	25	33	**Condition vérifiée**

- **En appuis :** A = 3,14 cm^2 ≥ Amin = 1.50 cm^2 (Condition vérifiée

Tableau III.44 Vérification à l'E.L.S La fissuration est peu nuisible

	Mts	Sxx"	y1 cm	IG cm²	K N/mm²	σ_b (N/mm²)	$\overline{\sigma_b}$ (N/mm²)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$
travée	1,754	11325,37	2,46	3535,39	0,050	1,22	15	C.V
appuis	0,619	11325,37	2,46	3535,39	0,018	0,43		C.V

III.6.4.2. Vérification au cisaillement :

Tableau III.45 : Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P * Lx * Ly}{2 * Ly * Lx} = \frac{12{,}60 * 2{,}89 * 1{,}55}{2 * 2{,}89 * 1{,}55} = 7{,}704KN$	$\frac{P * Lx * Ly}{3 * Ly} = \frac{12{,}607 * 1{,}55 * 2{,}89}{3 * 2{,}89} = 6{,}513KN$
τu	$\frac{7{,}704 * 10^3}{1000 * 129} = 0{,}050Mpa$	$\frac{6{,}513 * 10^3}{1000 * 117} = 0{,}055Mpa$
$\overline{\tau u}$	$\frac{0{,}07fcj}{\sigma_b} = \frac{0{,}07*25}{1{,}5} = 1{,}16Mpa$	
τu≤$\overline{\tau u}$	**C.V**	**C.V**

III.6.5. Vérifications préliminaires de la flèche :

Tableau III.46 : Vérifications préliminaires de la flèche :

1ere condition			2eme condition		
h/Lx	**Mt/(20Mx)**	**h/Lx≥Mt/(20x)**	**ρ = At/(b * d)**	**2/fe(MP)**	**ρ ≤ 2/fe**
0.0968	0.05	C.V	0.0067	0.01	C.V

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Etude dynamique

IV.1.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes

« RPA99v2003».

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. Disposition des voiles :

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule **ETABS** des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

Comme le RPA imposé une certaine disposition de voiles afin de coutre carré la force sismique par leur inerties ce pendeur ou procède à distance les voiles a égales distance par rapport au axes de symétrie et cela nous permet d'équilibre la structure et de la rendre acceptable point de vue souplesse.

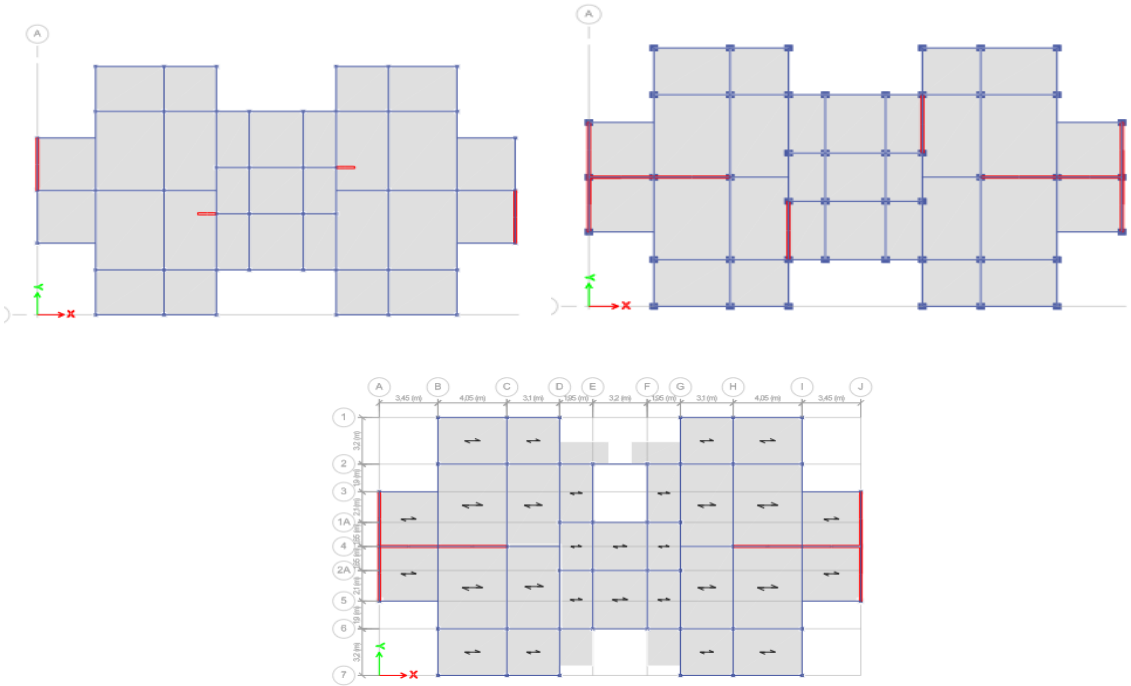


Figure IV.1 : les dispositions des voiles proposées.

❖ **Meilleure Dispositions des voiles**

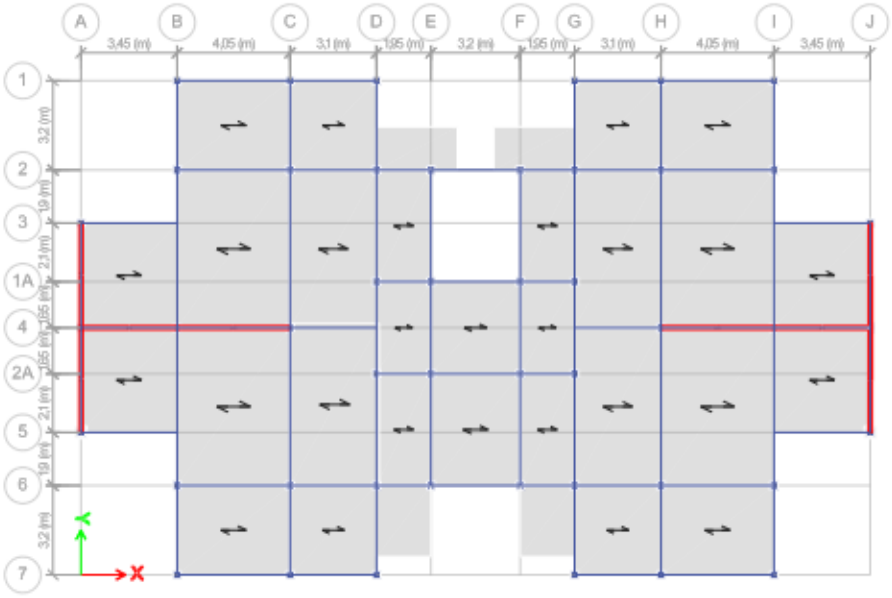


Figure IV.2 : Disposition des voiles

IV.3. Choix de la méthode de calcul « RPA99V2003 Article 4.1.2 »

Le bâtiment ayant une configuration irrégulière, situé en (zone IIa), appartient au (groupe2) et dépasse le (8 mètres) en hauteur. La méthode statique équivalente n'est pas applicable et on utilise donc la méthode modale dynamique spectrale. Le RPA exige une disposition des voiles en conséquence.

IV.4. Modélisation « RPA99V2003 Article 4.3.2.B»

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel (3DDL), encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres des gravités des planchers.

La modélisation et le calcul se fait par le logiciel d'analyse structurelle: « **ETAPSV20.1.0** ».

IV.5. Caractéristiques dynamiques

IV.5.1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées (infiniment rigide) au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les pointsd'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles.

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum m_i . X_i}{\sum m_i} \\ Y_G = \dfrac{\sum m_i . Y_i}{\sum m_i} \end{cases}$$

IV.5.2. Centre de rigidité

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de rotation par rapport à axe vertical. Pour diminuer la distance entre les deux axes qui présente une rotation du plancher par conséquent on envisage une disposition de refends en béton armé avec interaction des portiques comme système de contreventement.

$$\begin{cases} X_R = \dfrac{\sum K_{yi}.X_i}{\sum K_{yi}} \\ Y_R = \dfrac{\sum K_{xi}.Y_i}{\sum K_{xi}} \end{cases}$$

Tableau IV.1: Centre de masse et de centre de rigidité.

Niveau (m)	Poids et centre de masse			Rigidités et centre de rigidité	
	Poids	X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)
29.07	3971.89	14.14	8.85	14.14	8.85
25.84	8492.54	14.14	8.85	14.14	8.85
22.61	13097.96	14.14	8.85	14.14	8.85
19.38	17703.37	14.14	8.85	14.13	8.85
16.15	22410.39	14.14	8.85	14.13	8.85
12.92	27117.40	14.14	8.85	14.12	8.85
9.69	31943.56	14.14	8.85	14.10	8.85
6.46	36769.72	14.14	8.85	14.08	8.85
3.23	41595.88	14.14	8.85	14.07	8.85

IV.5.3. Excentricité théorique et admissible « RPA99V2003 Article 3.5.1.a2»

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et 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 = 28.6 m

  Largeur du bâtiment = 18 m

- **Excentricité admissible :**

Excentricité suivante

Lx = 15 %. Lx = 4.29 m

Excentricité suivante

Ly = 15 %. Ly = 2.7 m

Tableau IV.2 : Excentricité théorique et admissible.

Niv (m)	Théorique accidentelle		Admissible				EX ≤$\overline{EX}$ EY ≤ $\overline{EY}$ Vérification
	EX=|XR−XG| (m)	EY=|YR−YG| (m)	$\overline{EX}$=15% LX (m)	$\overline{EY}$=15 %LY (m)	Ex= 5%LX (m)	Ey= 5%Ly (m)	
29.07	0.001	0.002	4,29	2,7	1.43	0,90	**Condition Vérifiée**
25.84	0.001	0.002	4,29	2,7	1.43	0,90	**Condition Vérifiée**
22.61	0.004	0.002	4,29	2,7	1.43	0,90	**Condition Vérifiée**
19.38	0.009	0.001	4,29	2,7	1.43	0,90	**Condition Vérifiée**
16.15	0.016	0.001	4,29	2,7	1.43	0,90	**Condition Vérifiée**
12.92	0.027	0.000	4,29	2,7	1.43	0,90	**Condition Vérifiée**
9.69	0.042	0.005	4,29	2,7	1.43	0,90	**Condition Vérifiée**
6.46	0.063	0.002	4,29	2,7	1.43	0,90	**Condition Vérifiée**
3.23	**0,011**	0.003	4,29	**2,7**	1.43	0,90	**Condition Vérifiée**

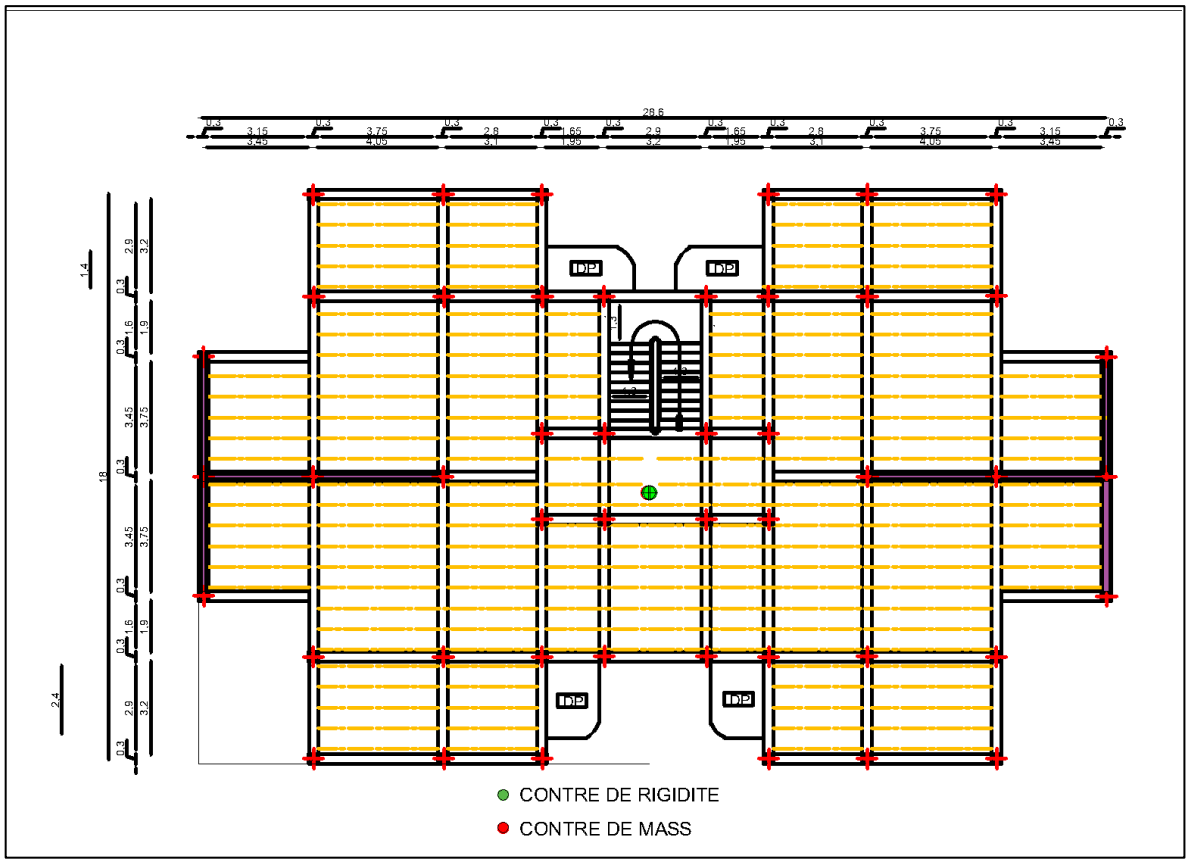


Figure IV.3:Position du Centre de masse et centre de rigidité.

❖ **Excentricité accidentelle : [Art 4.2.7] et [Art 4.3.7]**

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

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

EX = 0.05 Lx ; EY = 0.05 Ly

Dans notre cas on a :

Longueur du bâtiment : **Lx** = 28.60 m donc : **Ex**= 1.43 m

Largeur du bâtiment : **Ly** = 18.00 m donc : **Ey**= 0.90 m

IV.5.4. Spectre de réponse « RPA99V2003 Article 4.3.3 »

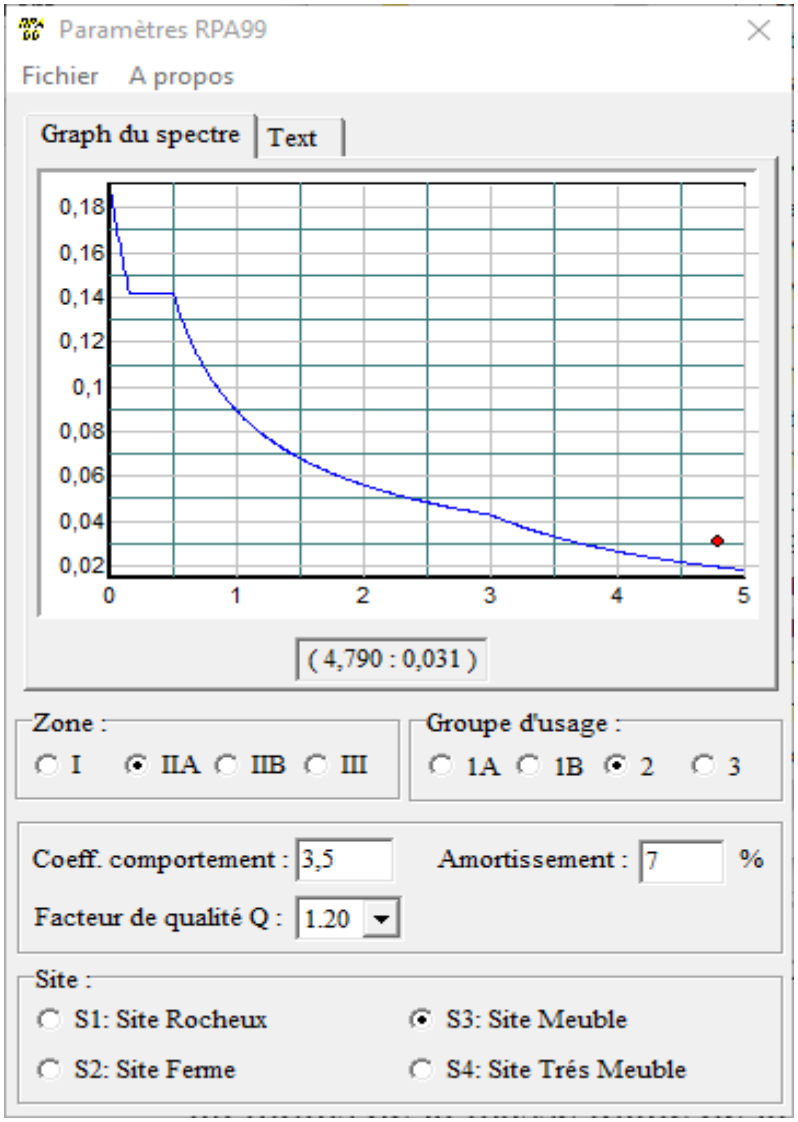


Figure IV.4 : Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T}{T_1}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

IV.5.4.1. Coefficient d'accélération A « RPA99 Version 2003 Tableau 4.1»

Tableau IV.3: Coefficient d'accélération de zone A

Zone	1A	1B	2	3
IIa	0,25	0,20	**0,15**	0,10

IV.5.4.2. Facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi}}$ ξ=7% **«RPA99Version 2003 Tableau 4.2»**

Avec remplissage dense → η = 0,882

IV.5.4.3. Facteur de qualité Q « RPA99Version 2003 Tableau 4.4»

Le facteur de qualité est égal à l'unité additionné à la somme de six pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	**Conditions minimales sur les files de contreventement**	Non	0,05	Non	**0,05**
2	**Redondance en plan**	Non	0,05	Non	**0,05**
3	**Régularité en plan**	Non	0,05	Non	**0,05**
4	**Régularité en élévation**	Oui	0	Oui	**0,00**
5	**Contrôle de la qualité des matériaux**	Non	0,05	Non	**0,05**
6	**Contrôle de la qualité de l'exécution**	**Oui**	**0,00**	**Oui**	**0,00**

En récapitulant les résultats on trouve :

- Q_x= 1 +0,15 =1,20
- Q_y= 1 +0,15 =1,20

IV.5.5. Justification du coefficient de comportement « RPA99 Version 2003 Tableau 4.3.A.2»

Conformément à cet article, ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Onconsidère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc :

R = 3,5 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

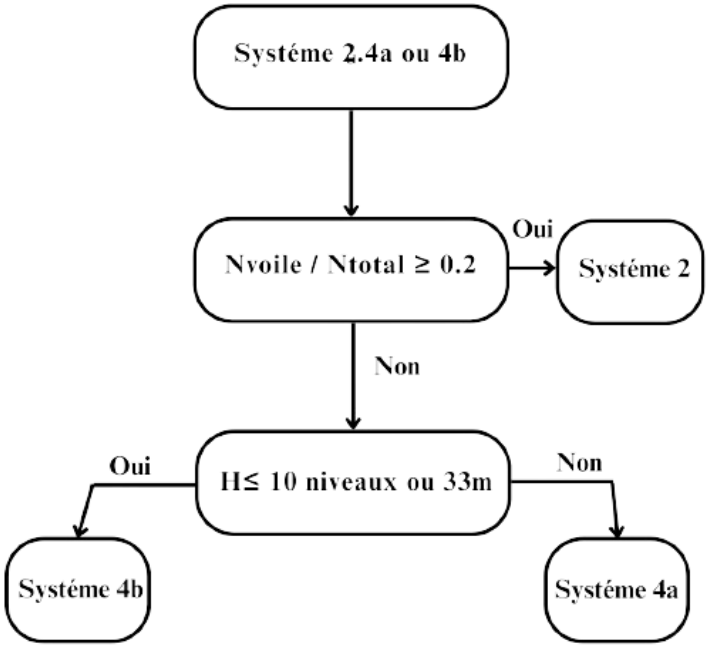


Figure IV.5 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile

« Guide d'utilisation à l'usage des ingénieurs ctc-centre »

$$\frac{\sum N_{VOILE}}{\sum N_{TOTAL}} = \frac{16238.68}{47842.30} = 0.34 \geq 0.2$$ **Donc système 2 (voiles porteurs) R=3.5**

IV.5.6. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99v2003 exige les vérifications suivantes :

- Analyse modale :
  - Comportement modal.
  - Participation massique (dissipation d'énergie).

❖ Analyse statique et dynamique :

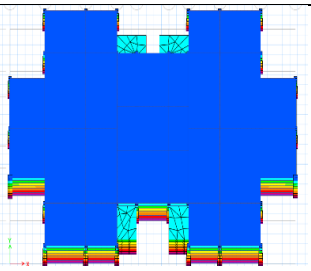
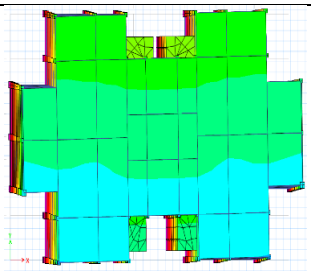
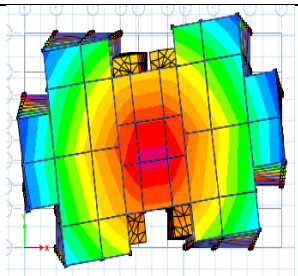
- Stabilité de la structure :
  - ➢ Vérification de la force sismique à la base.
  - ➢ Vérification de la stabilité au renversement.
  - ➢ Vérification des déplacements inter-étage.
  - ➢ Vérification de l'effet P-Δ.
- Résistance des éléments.
  - ➢ Vérification de la contrainte tangentielle de cisaillement des éléments.
  - ➢ Vérification des contraintes normales de compression.

IV.6. Résultats des analyses dynamiques

IV.6.1. Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 »

IV.6.1.1. Comportement modal de la structure

Tableau IV.5: Comportement des trois premiers modes.

Mode	Mode 1 / T_1= 0,63 s	Mode 2 / T_2= 0,50 s	Mode 3 / T_3= 0,48 s
	Participation massique (%)	Participation massique (%)	**Participation massique (%)**
suivant (X)	00	67.72	**1.37**
suivant (Y)	66.72	00	**00**
suivant (Z)	00	1.31	**64.92**
comportement			
	Translation suivant (X)	**Translation suivant (Y)**	**Rotation autour de (Z)**

IV.6.2. 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 »

Tableau IV.6: Participation massique.

Mode	Période(sec)	Cumulé des masses modales effectives (%)		
		suivant (X)	suivant (Y)	Autour de (Z)
5	0.13	90.04	88.15	**66.23**
7	0.03	90.04	94.90	**88.14**
9	0.03	**95.66**	**94.90**	**94.99**

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 9ème mode

- Le nombre des modes retenus : **9 modes.**
- Le temps des modes retenus : **2.19 sec.**

IV.6.3. Analyse statique et dynamique

IV.6.3.1. Vérification de la force sismique à la base « RPA99v2003 Art 4.3.6 »

La résultante des forces sismiques à la base 'Ed' obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'V' :

$$\frac{Ed}{V} \geq 80\%$$

La force sismique totale 'V' doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule imposée par « RPA99v2003 Art 4.2.3»:

$$V_X = \frac{A*D_X*Q_X}{R} * W \ , V_y = \frac{A*D_y*Q_y}{R} * W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & Pour: T_2 \leq T \leq 3\ Sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & pour: T \geq 3sec \end{cases}$$

T2: Période Caractéristique. (Site 3) ⇒ $T2 = 0.5\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$ ξ=7%

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

T=$\frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$ ⇒ T_X=$\frac{0.09*29.07}{\sqrt{28.6}}$=0.49 ; T=$\frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$ ⇒ T_Y=$\frac{0.09*29.07}{\sqrt{18}}$=0.62

⇒ Dx = 1,917 ; Dy = 2,205

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3,5

Q : Facteur de qualité. Qx = Qy = 1,20

W : Poids total de la structure.

W=$\sum_{i=1}^{n} Wi$; $W_i = W_{Gi} + \beta W_i$ avec β = 0,2 « **RPA99v2003 Tableau 4.5** »

Tableau IV.7: Les valeurs de la force sismique

A	Dx	Dy	Qx	Qy	R	W(KN)
0.15	2.205	1.917	1.2	1.2	3.5	42908.72

Vx= 4865.39

Vy= 4230.55

Tableau IV.8: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Ed (KN)	V (KN)	$\frac{ED}{V}$	Ed≥ 0,8V
Sens X	3891.31	4865.39	0,80	**Condition vérifiée**
Sens Y	**3384.94**	**4230.55**	**0,80**	**Condition vérifiée**

IV.6.3.2. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. La structure est stable au renversement si :

$$\frac{Ms}{M_R} \geq 1.5$$

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} * h_i \quad , \quad M_{Ry} \sum_{i=1}^{n} F_{iy} * h_i$$

Avec :

Fix, Fiy : Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

$$F_{ix} = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} E_{dx} \quad , F_{ix} = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} E_{dy}$$

hi : La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{sx} = W_i X_G \qquad , \qquad M_{sx} = W_i Y_G$$

Avec :

XG.YG : Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

Wi : La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau IV.9:Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Moment de renversement		**Moment de stabilité**	
MR=$\sum M_{ri} = \sum h_i F_i$		**MS=$\sum M_{Si} = \sum X_{Gi} W_i$**	
Mrx(KN)	66285.4074	**Mry(KN.m)**	77032.1869
Msx(KN)	383610.8088	**Msy(KN.m)**	-606595.9119
$\frac{\textbf{Msx(KN)}}{\textbf{Mrx(KN)}}$	5.79	$\frac{\textbf{Msy}}{\textbf{Mry}}$	7.87
$\frac{\textbf{Msx}}{\textbf{Mrx}} \leq \textbf{1.50}$	C.V	$\frac{\textbf{Msy}}{\textbf{Mry}} \leq \textbf{1.50}$	C.V

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.6.3.3. Vérification des déplacements inter-étages « RPA99V2003 Article 4.4.3 »

On doit vérifier les conditions suivantes :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

δk : Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau ki par rapport au niveau $ki-1$ (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \boldsymbol{\delta_K - . \delta_{K-1}}$$

Selon l'article 5.10 de le RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{ADM}

$$\boldsymbol{\Delta_{ADM} = 0.01 h_i}$$

he : La hauteur d'étage.

Tableau IV.10 :Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	Niveau (m)	hi (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	Δx (cm)	Δ ADM	vérif. $\Delta_K \leq \Delta$ ADM
Niv 10	29.07	3.23	1.118	3.91	0.51	3.23	**oui**
Niv 9	25.84	3.23	0.972	3.40	0.53	3.23	**oui**
Niv 8	22.61	3.23	0.821	2.88	0.53	3.23	**oui**
Niv 7	19.38	3.23	0.669	2.34	0.53	3.23	**oui**
Niv 6	16.15	3.23	0.518	1.82	0.50	3.23	**oui**
Niv 5	12.92	3.23	0.376	1.32	0.46	3.23	**oui**
Niv 4	9.69	3.23	0.246	0.86	0.39	3.23	**oui**
Niv 3	6.46	3.23	0.135	0.47	0.30	3.23	**oui**
Niv 2	3.23	3.23	0.050	0.18	0.18	3.23	**oui**
Niv 1(BASE)	0.00		0	0.00			

Tableau IV.11 :Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	Niveau (m)	hi (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	Δx (cm)	Δ ADM	vérif. $\Delta_K \leq \Delta$ ADM
Niv 10	29.07	3.23	1.5939	5.58	0.79	3.23	**oui**
Niv 9	25.84	3.23	1.3689	4.79	0.80	3.23	**oui**
Niv 8	22.61	3.23	1.1407	3.99	0.79	3.23	**oui**
Niv 7	19.38	3.23	0.915	3.20	0.77	3.23	**oui**
Niv 6	16.15	3.23	0.6959	2.44	0.71	3.23	**oui**
Niv 5	12.92	3.23	0.4929	1.73	0.63	3.23	**oui**
Niv 4	9.69	3.23	0.3122	1.09	0.52	3.23	**oui**
Niv 3	6.46	3.23	0.1638	0.57	0.38	3.23	**oui**
Niv 2	3.23	3.23	0.0552	0.19	0.19	3.23	**oui**
Niv 1(BASE)	0.00		0	0.00			

Les déplacements et les déformations inter-étages sont inférieurs aux valeurs admissibles.

IV.6.3.4. Vérification du cisaillement des éléments

Poutres « C.B.A93 Article A.5.1 »

$$\tau \leq \bar{\tau} \quad . \qquad \tau = \frac{v_u}{b_0 . d}$$

$\bar{\tau}$=**Min[0.2***f_{C28}/γ_b **;5Mpa]** $fissuration\ peu\ nuisible.$

$\bar{\tau}$=**Min[0.15***f_{C28}/γ_b **;4Mpa]** $fissuration\ préjudiciabl$

Tableau IV.12 :Vérification du cisaillement des poutres

Section	b (cm)	h (cm)	Combinaison	Tz (kN)	fiss.	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérif $\tau \leq \bar{\tau}$
PP	30	40	1.35G+1.5Q	124	Non préjudiciable	1.10	3.33	**oui**
PS	30	35	0.8G+Edx	59.07	Non préjudiciable	0.61	4.35	**oui**
Ppalière	30	35	G+Q+Edy	40.63	Non préjudiciable	0.42	4.35	**oui**

- **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.6.4. Les poteaux « RPA99V2003 Article 7.4.3.2 »

D'appris « RPA99v2003 Article 3.4.b » On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Touts fois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times f_{C28} \quad ; \quad \rho = \begin{cases} 0.075 \; Si \; \gamma \geq 5 \\ 0.040 \; Si \; \gamma < 5 \end{cases} \qquad \gamma = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times h}{i}$$

Tableau IV.13 :Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X).

b (cm)	h (cm)	L (m)	Combinaison	Vu (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérif $\tau \leq \bar{\tau}$
45	45	3.23	G+Q+Edx	33.47	0.175	1.875	**oui**
40	40	3.23	G+Q+Edx	37.77	0.252	1.875	**oui**
35	35	3.23	G+Q+Edx	35.84	0.315	1.875	**oui**
30	30	3.23	G+Q+Edx	30.07	0.364	1.875	**oui**

Tableau IV.14 :Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y).

b (cm)	h (cm)	L (m)	Combinaison	Vu (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérif $\tau \leq \bar{\tau}$
45	45	3.23	G+Q+Edy	47.72	0.250	1.875	**oui**
40	40	3.23	G+Q+Edy	51.28	0.342	1.875	**oui**
35	35	3.23	G+Q+Edy	46.45	0.408	1.875	**oui**
30	30	3.23	G+Q+Edy	36.65	0.444	1.875	**oui**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.6.5. Voiles « RPA99V2003 Article 7.7.2 »

Pour les voiles, la vérification de la résistance 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 égale :

$$\tau = \frac{1.4|vu|}{b.d}$$

Avec :

Vu: L'effort tranchant ; b : l'épaisseur de voile ; d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau}$=0.2*f_{c28}

Tableau IV.15 : Vérification du cisaillement des voile

		b (cm)	h (cm)	VU	V (KN)	τ (MPa)	τadm (MPa)	Vérification
suivant X	Voile 1	15	345	1005.095	14071.33	3.02	5	Condition vérifiée
	VOILE 2	15	405	960.84	13451.76	2.46	5	Condition vérifiée
	Voile 3	15	405	919.05	12866.7	2.35	5	Condition vérifiée
	Voile 4	15	345	863.1	12083.4	2.59	5	Condition vérifiée
suivant Y	Voile 5	15	375	749.59	10494.26	2.07	5	Condition vérifiée
	Voile 6	15	375	761.34	10658.76	2.11	5	Condition vérifiée
	Voile 7	15	375	769.16	10768.24	2.13	5	Condition vérifiée
	Voile 8	15	375	742.69	10397.66	2.05	5	Condition vérifiée

Tous les voiles sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.6.6. Vérification de l'effort normal réduit « RPA99V2003 Article 7.1.3.3 »

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile dans les poteaux sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_C f_{C28}} \leq 0.3$$

$\boldsymbol{N_d}$**:** Effort normal réduit.

$\boldsymbol{B_C}$: Section brute du béton.

Tableau IV.16 :Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Section	b (cm)	h (cm)	Bc (cm2)	Combinaison	Nd (kN)	ν	[ν]	vérif.
Poteau 45*45	45	45	1849	G+Q+Edy	-1313.16	0.28	0.3	oui
Poteau 45*45	45	45	1849	G+Q+Edy	-1165.81	0.25	0.3	oui
Poteau 45*45	45	45	1849	G+Q+Edy	-1010.90	0.22	0.3	oui
Poteau 40*40	40	40	1444	G+Q+Edy	-849.48	0.24	0.3	oui
Poteau 40*40	40	40	1444	G+Q+Edy	-688.22	0.19	0.3	oui
Poteau 35*35	35	35	1089	G+Q+Edx	-524.82	0.19	**0.3**	**oui**
Poteau 35*35	35	35	1089	G+Q+Edx	-369.36	0.14	**0.3**	**oui**
Poteau 30*30	30	30	784	G+Q+Edx	-244.92	0.12	**0.3**	**oui**
Poteau 30*30	30	30	784	G+Q+Edx	-123.97	0.06	**0.3**	**oui**

- **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

IV.6.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ « RPA99v2003 Article 5.9 »

L'effet de P-Δ peuvent être négligé si la condition suivante est satisfaite :

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

Et la valeur de 'Vk' est calculée par la formule suivante :

$$V_K = \frac{P_K h_i}{\sum P_K h_i} E_d$$

$\boldsymbol{P_K}$: Poids du niveau "k" et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

$\boldsymbol{V_K}$: Effort tranchant de l'étage au niveau "k".

$\Delta_{\boldsymbol{K}}$: Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

$\boldsymbol{h_i}$: Hauteur de l'étage "k"

Tableau IV.17 Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y)

hi (m)	Pk (kN)	Pk.hi (kN.m)	Edx (kN)	Edy (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	Vkx (kN)	Vky (kN)	θx	[θ]	vérif.	θy	[θ]	vérif.
29.07	4037.76	117377.65	3891.31	3384.94	0.51	0.79	793.38	728.45	0.008	**0.1**	**Oui**	0.014	**0.1**	**Oui**
25.84	8788.53	227095.67			0.53	0.80	1573.16	1395.50	0.009	**0.1**	**Oui**	0.016	**0.1**	**Oui**
22.61	13624.06	308040.09			0.53	0.79	2199.68	1911.44	0.010	**0.1**	**Oui**	0.017	**0.1**	**Oui**
19.38	18459.60	357746.97			0.53	0.77	2706.65	2327.56	0.011	**0.1**	**Oui**	0.019	**0.1**	**Oui**
16.15	23396.73	377857.23			0.50	0.71	3120.83	2673.18	0.012	**0.1**	**Oui**	0.019	**0.1**	**Oui**
12.92	28333.87	366073.59			0.46	0.63	3461.31	2959.81	0.012	**0.1**	**Oui**	0.019	**0.1**	**Oui**
9.69	33390.15	323550.54			0.39	0.52	3728.15	3192.17	0.011	**0.1**	**Oui**	0.017	**0.1**	**Oui**
6.46	38446.43	248363.92			0.30	0.38	3926.22	3367.75	0.009	**0.1**	**Oui**	0.013	**0.1**	**Oui**
3.23	43502.71	140513.74			0.18	0.19	4034.22	3473.39	0.006	**0.1**	**Oui**	0.007	**0.1**	**Oui**
		Σ=2466619.41												

L'effet de P-Δ est négligeable dans notre structure

IV.7. Conclusion :

Suite à de multiples essais portant sur la disposition des voiles de contreventement, et en parvenant à équilibrer entre les impératifs de résistance et ceux économiques, nous avons réussi à remplir toutes les conditions requises par le RPA99/2003. Ainsi, nous pouvons désormais procéder au calcul des éléments structuraux en toute confiance.

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage sera fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

- **Combinaisons données par le CBA93**

ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q ELS : G + Q

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 0.8G±E Avec :

G : charges permanentes. Q : charges d'exploitation. E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence FeE400.

Tableau V.1 1a section calculée et choisie d'armatures des poutres.

Elément	b× h (cm²)	M_t (KN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm²)	M_a (KN.m)	Combinaison	A_{s2} (cm²)
Poutres principales	30x40	60.54	1,35G+1,5Q	4.9	-126.12	1,35G+1,5Q	11
Poutres Secondaires	30x35	32.51	G+Q+Edx	3	-52.79	G+Q+Edy	5
Poutres chainages	30x35	37.06	0.8G+Edx	3.4	-70.00	G+Q+Edx	6.8

Tableau V.2 La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	Section calculée		Section choisie	
	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)
Poutres Principales	4,9	11	4HA16=8.04	4HA16 + 4chHA14= 14.20
Poutres Secondaires	3	5	3HA14+1chHA14=6.16	3HA14+1chHA14=6.16
Poutres Chainages	3.4	6.8	3HA14+1chHA14=6.16	3HA14+2ch HA14= 7.7

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\ ,\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V.3 Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. (Travée)

	$M_{t\ ser}$ (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Poutres principales	44.23	4.9	168.3	57.9	15	201,63	**Condition vérifiée**
Poutres secondaires	13.21	2.4	96.4	26.2	15	201,63	**Condition vérifiée**
Poutres chainages	9.48	1.2	15.4	15.4	15	201,63	**Condition vérifiée**

Tableau V.4 Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. (Appui)

	Ma ser (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
Poutres principales	-92.07	8.5	184.7	106.6	15	201,63	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	-34.07	5.7	187.3	64.2	15	201,63	Condition vérifiée
Poutres chainages	-20.62	2,5	92 ,3	25,8	15	201,63	Condition vérifiée

Section minimale

$Amin$ =0.5% $b.\ h$ (cm²) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 »

$Section\ tendue$: $Atmin$ = 0.1% $b.\ h$ (cm²) « C.B.A93 Article B.6.4 »

Tableau V.5 Vérification de section d'armatures.

Elément	At (cm²)	Aa (cm²)	A min (cm²)	At min (cm²)	Vérification
Poutres principales	8.04	14.2	6,00	1,20	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	6.16	6.16	5,25	1,05	Condition vérifiée
Poutres chainages	6.16	7.7	5,25	1,05	Condition vérifiée

V.2.3. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées : (Annexe B)

- Condition 1: $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- Condition 2: $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0}$
- Condition 3: $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec:

$M_t = k*M_0$

K : Est un coefficient rédacteur ($0,75 \leq k \leq 0,85$), on prend : k=0,75

Tableau V.6 Vérification de flèche des poutres.

	1ier condition		2eme condition		3eme condition	
Poutres principales	0,074	0,063	0,074	0,075	0,007	0,011
	Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition vérifiée	
Poutres secondaires	0,093	0,063	0,093	0,075	0.004	0,011
	Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition vérifiée	
Poutres chainages	0,093	0,063	0,093	0,075	0,004	0,011
	Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition vérifiée	

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $FeE400$. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Selon le RPA2003 $\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0.003*b} \\ S_t \leq \min\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset\right] \quad Zone\ nodale \\ S' \leq \frac{h}{2} Zone\ courrant \end{cases}$

Selon le CBA93 $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} K}{0.9 f_e(COS\alpha + SIN\alpha)} \\ S_t \leq min[0.9d; 40cm] \\ \frac{A_t S_t}{b * S_t} \leq 0.4Mpa \end{cases}$

Tableau V.7 La section d'armatures transversales

Elément	Vmax (KN)	τu (MPa)	Sadoptée (cm)		At choisie (cm²)
			S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
Poutres principales	123.76	1,14	10	15	4Ø8=2,01
Poutres secondaires	59.07	0.62	10	15	4Ø8=2,01
Poutres chainages	39.03	0.41	10	15	4Ø8=2,01

V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau V.8 Vérification des contraintes de cisaillement.

	b× h (cm²)	Vmax (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Poutres principales	30x40	123.76	1,35G+1,5Q	1,14	3,33	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	30x35	59.07	0.8G+Edx	0.62	4,35	Condition vérifiée
Poutres Chainages	30x30	39.03	G+Q+Edx	0.41	4 ,35	Condition vérifiée

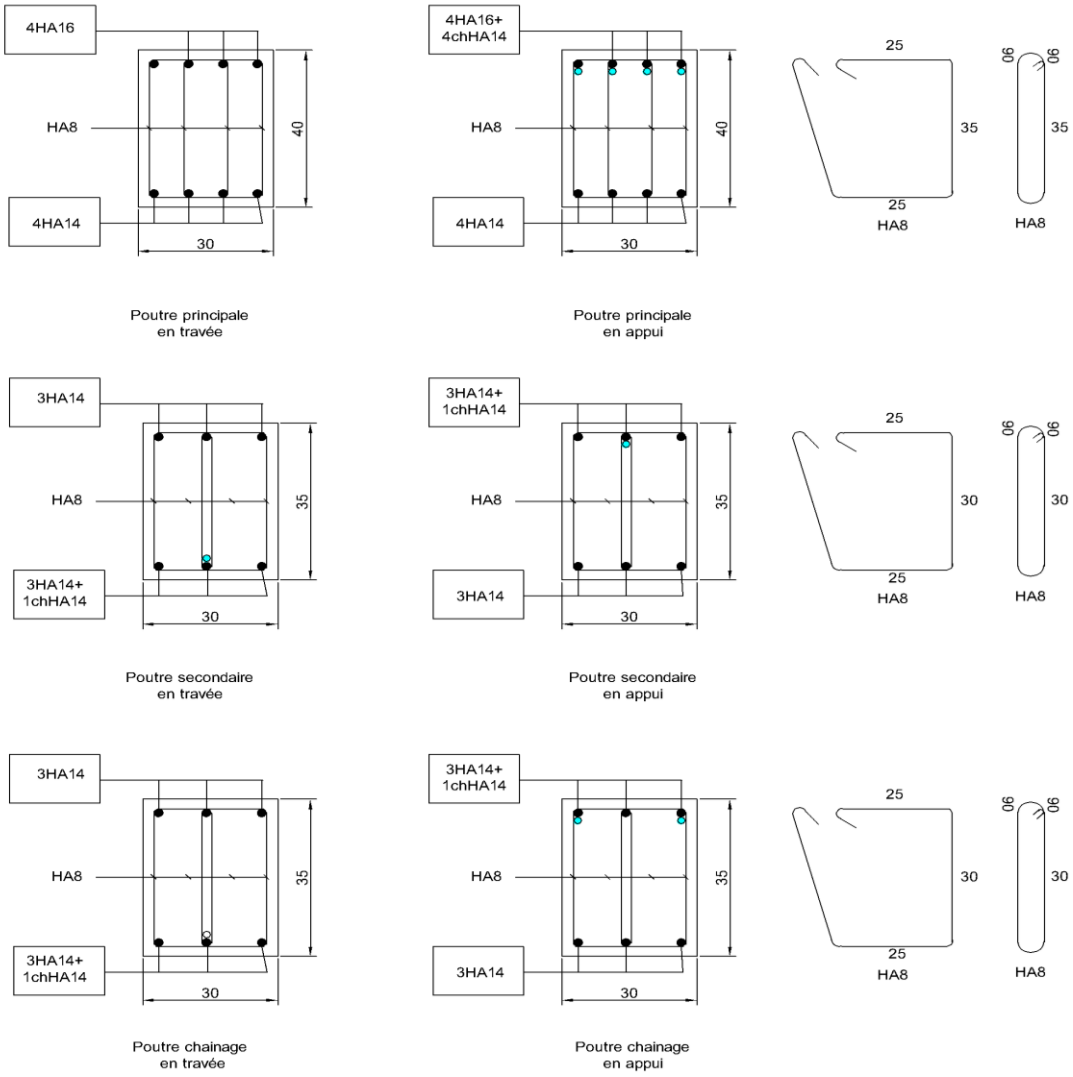


Figure V.1Les sections des poutres

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage sera fait en flexion composée déviée (N, M_x, M_y).

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal :

V.3.1.1.1. Selon le CBA93 :

$$A = \text{Min}\begin{cases} 4\text{ cm par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

Condition de non fragilité : $A = \frac{B}{1000}$

V.3.1.1.2. Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIa par :

$$0.8\% \leq \frac{A}{b*h} \leq 3\% \quad (Zone\ courante)$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{b*h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone IIa.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIa.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h = \text{Max}\ (\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas

Extrêmes suivant :

- ✓ $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- ✓ $N_{min}\ et\ M_{x\ correspondent}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- ✓ $M_{max}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$

Tableau V.9 Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU

Section (cm^2)	Sollicitations						$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (RPA) (cm^2)	A_t choisie (cm^2)
45x45	N_{max}	1548.86	$M_{y\ cor}$	0.73	$M_{X\ cor}$	-10.46	7,20	16,2	12HA14 =18,47
	N_{min}	291.79	$M_{y\ cor}$	9.48	$M_{X\ cor}$	7 .81			
	$M_{XY\ max}$	54,09	$M_{XY\ corr}$	6,71	N_{corr}	753,85			
40x40	N_{max}	997.19	$M_{y\ cor}$	2.76	$M_{X\ cor}$	-23.56	6,40	12,8	4HA14+ 8HA12= 15,21
	N_{min}	200.16	$M_{y\ cor}$	12.00	$M_{X\ cor}$	8.83			
	$M_{XY\ max}$	55.93	$M_{XY\ corr}$	9.04	N_{corr}	522.34			
35x35	N_{max}	656.94	$M_{y\ cor}$	3.11	$M_{X\ cor}$	-19.55	5,80	9,8	8HA14= 12,32
	N_{min}	111.39	$M_{y\ cor}$	11.91	$M_{X\ cor}$	8.74			
	$M_{XY\ max}$	47.82	$M_{XY\ corr}$	9.89	N_{corr}	299.18			
30x30	N_{max}	329.52	$M_{y\ cor}$	2.96	$M_{X\ cor}$	-14.29	4.80	7,2	8HA12= 9,05
	N_{min}	21.11	$M_{y\ cor}$	8.86	$M_{X\ cor}$	6.97			
	$M_{XY\ max}$	35.03	$M_{XY\ corr}$	9.90	N_{corr}	91.02			

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.10 Vérification des contraintes à l'ELS

Section (cm²)	Sollicitations						Contraintes (MPa)		$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
							σ_b	σ_s	
45x45	N_{max}	1129.51	$M_{y\ cor}$	-7.59	$M_{X\ cor}$	0.54	4.6	69.1	Condition vérifiée
	N_{min}	456.41	$M_{y\ cor}$	10.88	$M_{X\ cor}$	6.15	2.7	37.4	
	$M_{XY\ max}$	25.09	$M_{XY\ corr}$	3.7	N_{corr}	877.92	5	70.1	
40x40	N_{max}	727.38	$M_{y\ cor}$	1.33	$M_{X\ cor}$	-10.94	4.5	61.4	Condition vérifiée
	N_{min}	313.98	$M_{y\ cor}$	12.20	$M_{X\ cor}$	6.52	2.9	38.8	
	$M_{XY\ max}$	527.86	$M_{XY\ corr}$	22.86	N_{corr}	5.26	4.7	62.8	
35x35	N_{max}	479.39	$M_{y\ cor}$	-14 .16	$M_{X\ cor}$	2.29	4.6	64.5	Condition vérifiée
	N_{min}	173.93	$M_{y\ cor}$	12.10	$M_{X\ cor}$	6.52	3.2	39.3	
	$M_{XY\ max}$	18.95	$M_{XY\ corr}$	5.93	N_{corr}	309.18	4.7	58.9	
30x30	N_{max}	309.18	$M_{y\ cor}$	-10.35	$M_{X\ cor}$	2.17	4.6	63.1	Condition vérifiée
	N_{min}	31.93	$M_{y\ cor}$	8.34	$M_{X\ cor}$	3.05	3.2	30.00	
	$M_{XY\ max}$	15.23	$M_{XY\ corr}$	-2.43	N_{corr}	62.01	4.9	46.3	

V.3.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a\ t\ T_u}{h_1\ f_e}$$

Tu : Effort tranchant.

ρa : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} 2.50 & si : \lambda g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si} : \lambda g < 5 \end{cases}$$

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

t : est l'espacement des armatures transversales = $\begin{cases} 10\ cm\ e \\ \min[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset] \end{cases}$

$\emptyset l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales. $h1$: Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en pourcentage est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda_g > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda_g > 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda_g \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$\lambda_g > 5$ pour tous les poteaux ►At min=0.003*t*b_1

Tableau V.11 Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Section	Etage	$Vu(KN)$	$Zone$	S_T Cm	A_{choi} cm^2
(40x40)	RDC +1er+2eme	47.72	courant	15	4HA8 = 2.01
			$Nodale$	10	
(35x35)	3eme+4eme	51.28	$courant$	15	4HA8 = 2.01
			$Nodale$	10	
(30x30)	5eme+6eme	46.45	$courant$	15	4HA8 = 2.01
			$Nodale$	10	
(30x30)	7eme+8eme	36.65	$courant$	15	4HA8 = 2.01
			$Nodale$	10	

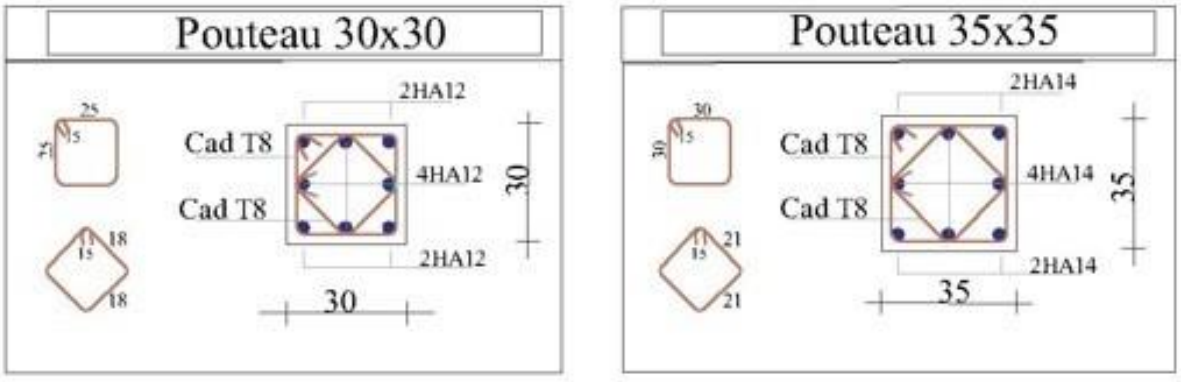


Figure V.2 Ferraillage les poteaux (30*30) (45*45).

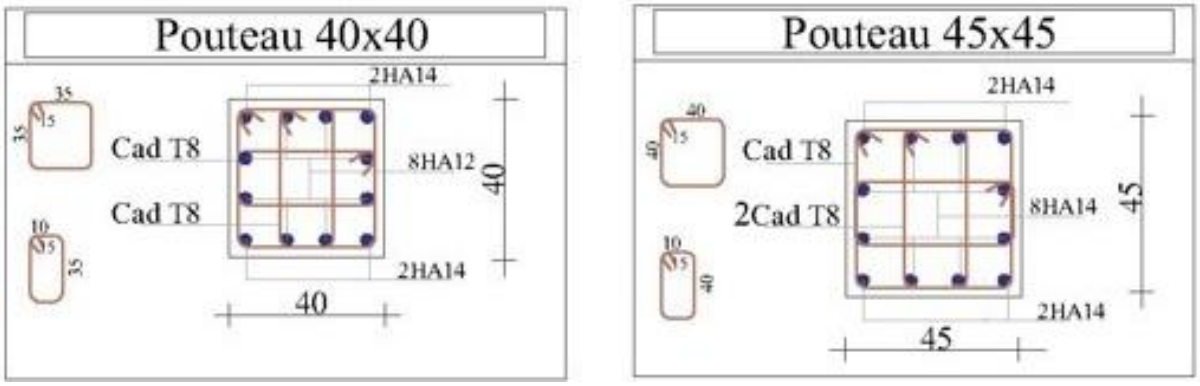


Figure V.3 Ferraillage les poteaux (40*40) (45*45).

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont 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.

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.

Les types des voiles :

- Voile pleine (trumeau)

V.4.1. Les voiles pleins :

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.1.1. Calcul d'armatures vertical :

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V.12Les sollicitations des voiles pleins

Voile	L (cm)	a (cm)	L/10 (cm)	N (KN)	M (KN.m)	Cas	$A_{calculé}$ (cm^2)	A'_{min} (cm^2)
V_{X1}	345	15	34.5	1801.59	2128.37	S.P.C	6.075	**0,00**
V_{X2}	405	15	40,50	4320.18	2839.34	S.P.C	6.075	**0,00**
V_{X3}	405	15	40.50	4808.07	2854.19	S.P.C	6.075	**0,00**
V_{X4}	345	15	34.5	583,134	952,884	S.P.C	6.075	**0,00**
V_{Y1}	375	15	37.5	3916.34	2649.70	S.P.C	5.625	**0,00**
V_{Y2}	375	15	37.5	3825.28	2766.07	S.P.C	5.625	**0,00**
V_{Y3}	375	15	37.5	3914.65	2657.45	S.P.C	5.625	**0,00**
V_{Y4}	**375**	**15**	**37.5**	**3796.44**	**2660.65**	**S.P.C**	**5.625**	**0,00**

S.P.C : Section partiellement comprimée

Tableau V.13La section choisie d'armatures verticales des voiles :

Voile	A_{cal} (cm^2)	A'_{cal} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)	A courante choisie (cm^2)	st (cm)	$Av_{globale}$ (cm^2)
V_{X1} 345*15	6.075	0,00	2x (4HA12) = 9,05	8	(34HA10) = 27.70	16	**45.8**
V_{X2} 405*15	6.075	0,00	2x (4HA12) =9,05	8	(40HA10) = 31.42	16	**49.52**
V_{x3} 405*15	6.075	0,00	2x (4HA12) =9,05	8	(40HA10) = 31.42	16	**49.52**
V_{X4} 345*15	6.075	0,00	2x (4HA12) =9,05	8	(34HA10) = 27.70	16	**45.8**
V_{Y1} 375*15	5.625	0,00	2x (4HA12) =9,05	8	(38HA10) = 29.85	16	**47.95**
V_{Y2} 375*15	5.625	0,00	2x (4HA12) = 9,05	8	(38HA10) = 29.85	16	**47.95**
V_{Y3} 375*15	5.625	0,00	2x (4HA12) =9,05	8	(38HA10) = 29.85	16	**47.95**
V_{Y4} 375*15	**5.625**	**0,00**	**2x (4HA12) =9,05**	**8**	**(38HA10) =** 29.85	**16**	**47.95**

V.4.1.2. Calcul d'armatures horizontal

- **Armatures horizontales**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

$$A_h = \text{Max}\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0.15\%.a.h_e\}$$

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

V.4.1.2.1. Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau V.14Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	N (KN)	M (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Voile X(1,4) 15*345	1384.66	-9.61	2.5	15	36.9	201,63	Condition vérifiée
Voile X(2,3) 15*405	-1806.4	73.70	3.1	15	47.0	201,63	Condition vérifiée
Voile X(1,2,3,4) 15*375	**1488.90**	**73.70**	**2.6**	**15**	**39.0**	**201,63**	Condition vérifiée

V.4.1.2.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC

Tableau V.15 Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	L (cm)	a (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	Vérification
Voile X(1,4)	3.45	15	154.44	0.46	5	Condition vérifiée
Voile X(2,3)	405	15	105.88	0.27	5	Condition vérifiée
Voile X(1,2,3,4)	**375**	**15**	**33.98**	**0.09**	**5**	Condition vérifiée

V.4.1.2.3. Armature horizontales

Les voile doit des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armature verticale.leur est de minimiser les déformations latérales (le flambement) voir :

Tableau V.16 La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	$Av_{globale}$ (cm^2)	Ah_{cal} (cm^2)	$Sth_{choisie}$ (cm)	$Ah_{choisie}$ (cm^2)
Voile X(1,4) 15*345	49.52	33.01	13,5	2x (15HA12)=33.90
Voile X(2,3) 15*405	45.80	30.53	13,5	2x (15HA12)=33.90
Voile Y(1,2,3,4) 15*375	47.95	31.97	13,5	2x (15HA12)=33.90

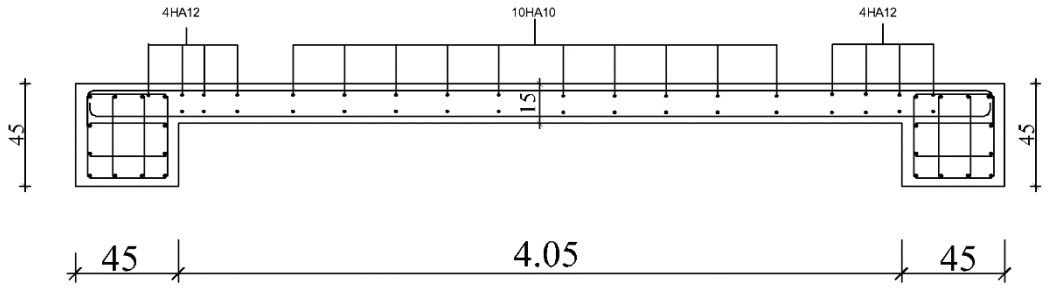


Figure V.4 Ferraillage des voile

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.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.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3.1. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 17{,}5\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 38{,}87° \quad , \quad C = 0{,}10\,bar$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VI.3.2. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4. Méthode de calcul

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

Les méthodes de calcul choisie suivant la répartition de la réaction du sol on deux méthodes :

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

. Si cette condition vérifie

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right) B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar} \ , \quad a = b = 45\text{cm} \quad , \quad c = 2{,}5 \text{ cm}$$

NB : S1 semelle isolée sous poteau de rive

S2 semelle isolée sous poteau intermédiaire

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Niveau	Semelle	Comb	N (kN)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
RDC	S1	ELS	1151,13	2,40	2,40	67	2,5	2,5	70
	S2	ELS	994,39	2,23	2,23	54	3,50	3,50	60

VI.4.1.1. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression des semelles :

Pour la Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles, On doit vérifie que $l \geq \frac{1{,}5}{2}(A + A')$ [Dr.BOUKENDAKDJI - 2024]

Le Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement) dans la figure suivant :

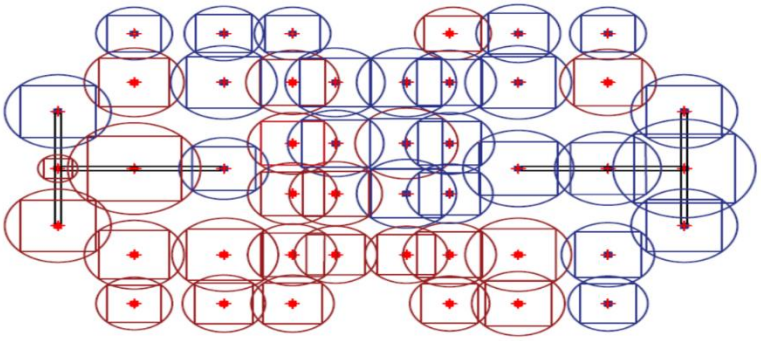


Figure VI.1 Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

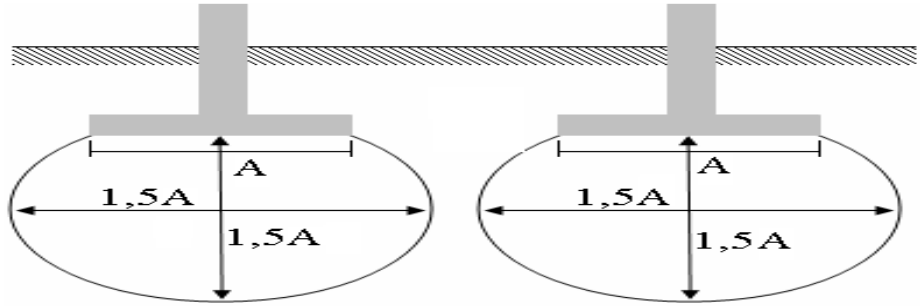


Figure VI.2 Les bulles de pression sous la semelle

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile.

-Semelle filante sous plusieurs poteaux.

VI.4.2.1. 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.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \Rightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée d_G=50cm

d_D: Débord droite de la semelle isolée d_D=50cm

NB : S-F1 semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau intermédiaire)

S-F2 et S-F3 semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau de rive)

S-F4 semelle filante sous voile

Tableau VI.4 : Vérification de la contrainte entre les semelles filantes croisées.

Semelle		L m	Nser KN	B cal m	B ad m	h cal cm	H ad cm	σsol cal MPa	[$\bar{\sigma}$sol] MPa
Sous Plusieurs poteaux	**Sf-4x**	28,6	9560,66	1,8	2,00	36,00	40,00	0,21	0,2
	Sf-5x	21,7	4030,87	1,52	1,8	36,00	40,00	0,15	
Sous Plusieurs poteaux	**S f-D**	18	5079,80	1,8	2,00	35,00	40,00	0,20	
	S f-E	7,79	4094,42	1,9	2,10	35,00	40,00	0,26	

Remarque

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes et la condition des semelles filantes croisées n'est pas vérifiée, on passe alors à l'étude de troisième lieu pour un Radier général.

VI.5.Etude du Radier général

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la Construction. Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal Supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui Les supportent:

$$\Sigma Nser = 47842{,}30 \text{ KN}$$

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.

- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La négligence des irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- ✓ La facilité d'exécution.

a) Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max}=\frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour $\begin{cases} N_{ser} = 47842{,}30\ kN \\ \sigma_{sol} = 2\ bar \end{cases}$

On remarque que ($S_{str} > S_{rad}$), alors on doit prévoir un débord minimum pour le radier.

On prend un débord de 1 m, d'où la surface du radier devient :

$S_{rad} = 493.88 m^2$

Donc la surface totale du radier est $493.88 m^2$

b) Vérification des contraintes du sol :

IL faut vérifier que :

$$\frac{W}{S}<\sigma_{sol}$$

Tel que :

W : poids total de la structure →W=42908.72 KN

S : surface du radier→S=493.88m^2

Avec:

$\frac{W}{S} = \frac{42908.72}{493.88} = 86.88$ KN/m^2 < σ_{sol}=200 KN/m^2

Donc le sol est capable de supporter les charges de l'ouvrage

VI.5.1 Prédimensionnement de radier :

a) Détermination de l'épaisseur de la Dalle du radier:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire**

$\frac{L_{max}}{25} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{20}$ Avec :

L_{max} = la longueur maximale entre les axes des poteaux.

L_{max} = 5,65 m $\Longrightarrow$ 22,6cm ≤ h_r ≤ 28,25cm → h_r =25cm

On prondre hr=30cm

- **Condition de résistance au cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA (article. A.5.1)

$$\tau_u=\frac{V_u}{bd} \leq 0{,}07.\ f_j/\ \gamma_b$$

Avec :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b=1,15 ; b=1m d=0,9h Avec :

$$V_u= \frac{q_u\, x\, L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}}\, x\, \frac{L_{max}}{2}$$

L_{max} = la plus grande portée de la dalle = 5,65 m

$$\tau_u= \frac{N_u}{S_{rad}}\, x\, \frac{L_{max}}{2}\, x\, \frac{1}{bx0{,}9f_{cj}} \leq \frac{0{,}07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u.\, L_{max}.\, \gamma_b}{S_{rad}.\, b.\, 0{,}9 * 2 * 0{,}07 f_{cj}}$$

Pour :

$$\begin{cases} N_u = 64602.14 \text{ kN} \\ S_{rad} = 493.88\ m \\ L_{max} = 5{,}65\ m \qquad \Rightarrow h \geq 35 \\ \gamma_b = 1{,}5 \\ f_{cj} = 25\ MPa \end{cases}$$

Les résultats donnés par les trois conditions on prend l'épaisseur maximale donc :

hr =45 cm

VI.5.2. Dimensionnement de nervure

- **Condition de coffrage: (largeur de la nervure)**

$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{565}{10} = 5{,}65$ cm

On adopte : b = 60 cm

Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$\frac{L_{max}}{15} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} = 5,65 m $\Longrightarrow$ 37,66 cm $\leq h_1 \leq$ 56,50 cm $\rightarrow h_1$ =60 cm

- **Vérification au poinçonnement**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérification la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Il faut vérifier également que : $N_u \leq 0{,}045.\mu_c.h.f_{C28}/\gamma_b$

Tel que :

N_u: Effort normal maximum dans les poteaux. $\Longmapsto$ N_u =1635,81KN

μ_c : Périmètre du contour de l'aire du poteau sur lequel agit la charge dans le plan de fouillé moyen.

h_r: hauteur de la nervure. μ_c =2(a+b+4h)

Donc : 1635,81KN $\leq$ 0,045μ_c .h.25/1,5 $\rightarrow$ 1635,81 KN $\leq$ 3000kN

On prend : h_r = 80cm

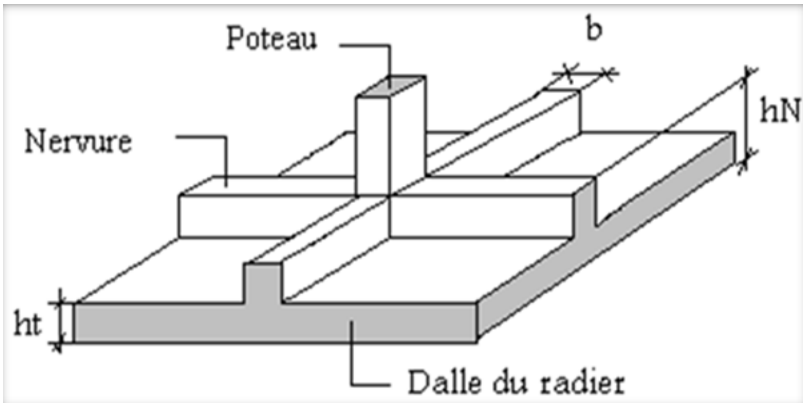


Figure VI.3 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.5.2.1 **Condition de rigidité**

On ne pourra pas apprécier si la répartition uniforme des contraintes peut être adoptée que grâce au calcul de la longueur élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.K.I}{Kb}}$$

I : inertie du radier on prenant une bande de 1 m.

b : largeur (1m).

K : coefficient de raideur du sol.

0,5 ≤ K≤12(Kg cm2)

K=4Kg/cm2 → Pour un sol de densité moyenne

E=2,1 x10^5MPA

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3.K.(2L)^4}{E.(\pi)^2}} \rightarrow h \geq 70{,}01 \text{ cm}$$

On adopter :h_n = 80 cm

La dimension des nervures est :b x h = 60x80cm^2

VI.5.2.2. Calcul des contraintes :

Les contraintes du sol sont données par N_{SER} = 47251.79kN

Sollicitation du premier genre :

À l'ELS $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{47251.79}{493.88} = 95.674$ kN/m^2

σ_{ser}= 58,46 kN/m^2 < σ_{sol}= 200 kN/m^2 Vérifiée

Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1;σ_2)

Avec :

$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$

$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$

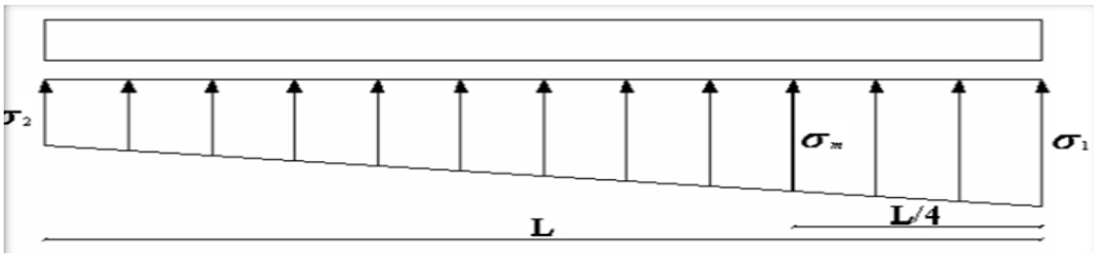


Figure VI.4 Contraintes sous le radier

On vérifier que

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1{,}5\sigma_{sol}$
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1{,}33\sigma_{sol}$

ELS:

N_{SER} =47251.79 kN

σ_{sol}= 200 kN/m^2

Tableau VI.1 Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1(kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$(kN/m^2)
Les contrainte	118.42	56.74	103
Vérification	$\sigma_1 < 1{,}5\sigma_{sol}$ = 120	$\sigma_2 > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1{,}33\sigma_{sol}$=266
	C.V	C.V	C.V

ELU :

N_u = 64602.15 kN

σ_{sol}= 200 kN/m^2

Tableau VI.2 Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1(kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$(kN/m^2)
Les contrainte	161.98	77.55	140.87
Vérification	$\sigma_1 < 1{,}5\sigma_{sol}$ = 120	$\sigma_2 > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1{,}33\sigma_{sol}$=266
	C.V	C.V	C.V

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

- **Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes

- ELU: $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ =140.87 kN/m^2
- ELS: $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ = 103 kN/m^2

VI.5.3. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux.

Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

Le panneau sera calculé comme simplement appuyé sur ses quatre cote est sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérer comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatique en travées et sur appuis.

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée très préjudiciable.

VI.3.1 Ferraillage de la dalle du radier

- **Détermination des efforts**

Tableau VI.3 Récapitulatifs des moments max. dans les panneaux

	E.L.U	**E.L.S**
M_{tx}(KN.m)	59.69	43.62
M_{ty}(KN.m)	76.29	55.79
M_{ax}(KN.m)	166.16	121.64
M_{ay1}(KN.m)	163.38	119.63

- **Calcul du ferraillage**

Tableau VI.4 Ferraillage des panneaux du radier

	Sens	**M_u(KN.m)**	**A_{sca}(cm^2)**	**choix**	**$A_s$adp(cm^2)**	**S_t(cm)**
Travée	**x-x**	59.69	6.00	5HA14	7.70	2
	y-y	76.29	5.2	5HA14	7.70	20
Appuis	**x-x**	166.16	16.9	11HA14	16,93	10
	y-y	163.38	11.4	11HA14	16,93	10

- **Vérifications nécessaires**

Tableau VI.5 Vérification des contraintes :

	Sens	M_{ser}(KN.m)	A_s(cm^2)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma_s}$ (MPA)	Vérification
Travée	**x-x**	43.62	7.70	1.2	15	15.8	201,63	CV
	y-y	55.79	7.70	1.6	15	20.3	201,63	CV
Appuis	**x-x**	121.64	16,93	5,1	15	187.2	201,63	CV
	y-y	119.63	16,93	5.0	15	184.4	201,63	CV

VI.4.3.2 Ferraillage des nervures

VI.4.3.2.1 Calcul des armatures

Tableau VI.6 Ferraillage des nervures

	M_u(KN.m)	A_{sca}(cm^2)	choix	$A_s$adp(cm^2)
Travée	491,36	19,48	9HA20	28,27
Appuis	633,20	25,06	9HA20+3HA16	34.30

VI.4.3.2.2 Vérifications nécessaires

Tableau VI.7 Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser}(KN.m)	A_s(cm^2)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma_s}$ (MPA)	Vérification
Travée	**x-x**	358,15	28,27	6,5	15,00	184,6	201,63	CV
Appuis	**x-x**	463,29	34.30	7.9	15,00	199.0	201,63	CV

Tableau VI.8 Espacement des armatures transversales

	Section(cm^2)	Zone	S_t RPA99 (cm)	S_t BAEL91 (cm)	S_t choisit(cm)
Nervures	60x80	Courante	40	40	20
		Nodale	12		15

Tableau VI.9 Choix des armatures transversales

	Section (cm^2)	Zone	S_t (cm)	$\emptyset_t$	A_t calculée (cm^2)	A_t choisit (cm^2)	Choix des barres
Nervures	60x80	Courante	15	8	1,80	2,01	4HA8
		Nodale	10		1,20	2,01	4HA8

VI.4.3.3 Armature de peaux

$A \geq 0.2\%b * h$=9.6cm

On prond : 2(5HA12) =11.31cm

VI.4.3.4 Ferraillage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L= 1 m, le calcul du ferraillage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

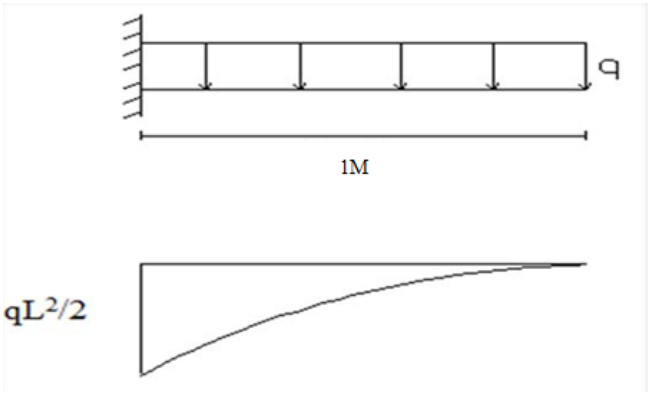


Figure VI.5 Diagramme de moment fléchissant

Tableau VI.10 Ferraillage des débords

M_u(KN.m)	A_{sca}(cm^2)	choix	$A_s$adp(cm^2)
51.3	7.8	6HA14	9.24

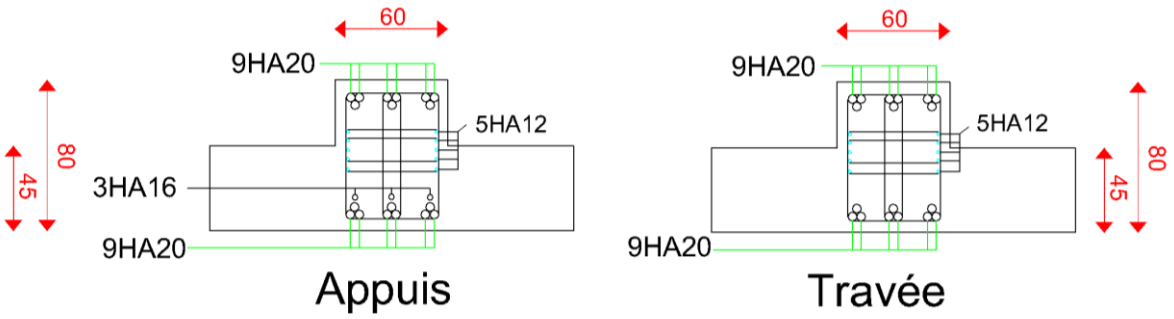


Figure VI.6 Feraillage de radiée

Conclusion Générale

Cette étude nous a permis d'appliquer l'aspect théorique de la formation de l'ingénieur civil, afin d'approfondir nos connaissances à partir de documents techniques et organisationnels, d'appliquer des méthodes de calcul modernes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception des structures du bâtiment.

D'après l'étude réalisée dans le cadre de ce projet de fin d'étude qui est un bâtiment RDC+8 étage, il est à noter que pour obtenir une bonne conception antisismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début. Le projet vise à supporter toutes les limitations causées par la structure approuvée par rapport à l'architecture proposée et à atteindre une sécurité maximale de la structure sans surcoût significatif.

Enfin, l'objectif principal d'un ingénieur d'études est de minimiser les risques de tremblement de terre et de faciliter l'exécution des travaux en adoptant la conception optimale qui répond aux exigences architecturales et de sécurité.

Dans le même temps, nous avons travaillé autant que possible pour accepter les principaux critères, à savoir : la sécurité, l'économie, le fonctionnement et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : **D.T.RB.C.2.41**
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version2003) : **D.T.R-B.C.2.48**
- Charges permanentes et charges d'exploitation : **D.T.R-B.C.2.2**
- « Guide d'utilisation à l'usage des ingénieurs ctc-centre »

Logiciels :

- ETABS CSI V20.1
- Robot EXPERT 2010
- ROBOT ANALYSIS 2021
- AutoCAD 2021
- Microsoft office 2021
- SketchUp 2023

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ Si la valeur deμ résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé.

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

ρ : Le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0 : La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}\ E_i$

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}}\ et\ \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches Fi et Fv sont égales à :

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}}\ et\ F_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \leq 5cm \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \geq 5cm \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{I} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$M_t = k.M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$).

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère-les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des Fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent lignes de rupture.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissuresau 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 concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) 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 un double hachuré.

Le calcul des moments (principe du travail virtuel)

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 sera appelé travailexterne, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travailinterne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

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.ɵ

M: moment de flexion,

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

Θ: l'angle de rotation.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

Calcul des moments :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :
   - Elle est encastrée sur un seul côté :$M = -\frac{qL2}{2}$
   - Elle repose simplement sur deux côtés : $M = \frac{qL2}{8}$
   - C) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :M_t=0,8M_0 ; M_a=-0,5M_0

     Avec : M_0= $\frac{qLx2}{8}$
2. Dalle travaillant suivant les deux directions :
   a) Dalle articulée sur leur contour :

      $M_x = \mu_x . q . L_x^2$

      $M_y = \mu_y . M_x$

   b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :
      - Panneau de dalle de rive :

        M_{tx}=0,85M_x

        M_{ty}=0,85M_y

M_{ax}=M_{ay}=-0,3M_x (appui de rive)

M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x (Appui intermédiare)

- Panneau de dalle intermédiaire :

  M_{tx}=0,75M_x

  M_{ty}=0,75M_y

  M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x

Calcul de l'effort tranchant :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{I}$

$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{I}$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

   $T_x = \frac{q.lx.ly}{2ly+lx}$

   $T_x = \frac{Plx}{3}$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0.d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Ferraillage :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :
   - Diamètre :

     $\emptyset \leq \frac{h}{10}$

   - Espacement :

     $a \leq Min\ [3h\ et\ 33\text{cm}]\ (chargesuniformémentréparties)$

     $a \leq [2h\ et\ 22cm]\ (chargesconcentrées)$

   - Armatures de répartitions :

     $A\text{rép} \geq \frac{A}{4}$

     $\emptyset\text{rép} \leq \emptyset$

     $a \leq Min\ [4h\ et\ 45cm](chargesuniformémentréparties)$

     $a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](chargesconcentrées)$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

   a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

   $M_x \rightarrow A_x$

   $M_y \rightarrow A_y$

   $\emptyset_x et \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$

   $a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](chargesuniformémentréparties)$

   $a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm](chargesconcentrées)$

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$

$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$

$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$

$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$

$\emptyset_{tx}; \emptyset_{ty}; \emptyset_{ax} et \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](chargesuniformémentréparties)$

$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm](chargesconcentrées)$

$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset x}{2}$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\emptyset x + \emptyset y}{2}\right)$$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $\emptyset_t$ est donnée par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: $étant\ le\ plus\ petit\ diamètre\ des\ armatures\ longitudinales.$

$A_t = n_t \times a_t$

Est n_t : le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$S_t \leq Min\ [0{,}9d; 40cm]$ et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4MPa$ et $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times k)}$

Dans le cas de la flexion composée : $k = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c2}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend :$F_e = 400MPa$.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003 :
$$\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003Xb} \\ S_t \leq min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right] Zone\ nodale \\ S' \leq \frac{h}{2}\ Zone\ courante \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$2{,}50\ Si : \lambda \geq 5$

3,75 $Si:\ \lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} 10cm \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right] \end{cases}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1: Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\%\ si: \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\%\ si: 5 \geq\ \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}8\%\ si: \lambda \leq 5$$