



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب - البليدة 1-

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

كلية التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

دائرة الهندسة المدنية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME

DE MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION : Matériaux

THÈME :

**ETUDE D'UN BATIMENT REZ DE CHAUSSEE + SOUS-SOL
CONTRE VENTEE PAR DES VOILES ET DES PORTIQUES
EN BETON ARMEE**

Devant les membres de jury :

Président :

Examinateur :

Examinateur :

Promotrice : M^{me} HAMMAT.S

Présenté par :

M^r LABDANI ADEL

M^r TERFA NOUREDDINE

Blida, Novembre 2021

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي+ 9 طوابق + طابق سفلي، يتم انجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران خرسانية مسلحة. دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج (ETABS 16.0.2).

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99)

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة SOCOTEC، أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا.

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أساس أرضية)

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation de R+ 9 étages+ un sous-sol qui sera implantée dans la wilaya de Blida, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS 16.0.2).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

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

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential use of R+9 floors + one underground which will be located in Blida, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (ETABS 16.0.2).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

∞ Remerciements

Avant tout nous tenons à remercier Allah, de nous avoir guidé et accordé sa sauvegarde pour mener à terme ce modeste travail.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

*Aussi, nous adressons et en particulier, nos vifs remerciements les plus chaleureux à notre à notre promotrice Madame **HAMMAT.S** de nous avoir encadré et accordé son entière disponibilité d'une part, et de nous avoir fourni toute sa clairvoyance quant à l'orientation et les précieux conseils qui nous ont été d'un très grand apport, d'autre part.*

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur d'estimer et juger ce travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de l'université SAAD DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide, patiences leur compréhensions et leur encouragement

∞ Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la Gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce travail à :

Mes parents, les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde Gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur Patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour Leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et Qu'ils ne m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien

Être. Que dieu me les gardes et les protège.

A mes frères omar et riad et morade et rachide et mes sœurs amina et nasima avec khdidja et hasina Qui ont toujours été là pour me réconforter et me soutenir.

Mes amis les deux abde ellah et abde elhak et bachir riad pour avoir été une source de bonheur et motivation durant l'élaboration de ce travail.

à mon ami adem pour son soutien et ses précieux conseils.

Sans oublier mon frère et mon binôme NOUR EDDIN et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.

L'ABDANI ADEL

∞ Dédicace

A celle que j'aime le plus au monde : ma mère qui m'a fait ce que je suis et à mon père qui ne sera jamais mis à l'oubli ;

A mon frères yassine ; et mes sœurs Fatima zohra, Nadia, Djamila ; Amira.

Je suis reconnaissant à mon binôme du projet de fin d'étude labdani adel pour les moments de découverte et de compréhension communs et pour notre sincère amitié. J'adresse à l'occasion mes salutations à toute la famille Labdani leurs proches ;

A mes tantes, oncles, cousines et cousins et A toute ma famille.

Tout le respect et gratitude à tous mes enseignants, généralement du département de génie civil de l'université de Blida, spécialement ma promotrice : Ma HAMMAT.S;

A mes amis : Ahmed, Moussa, Bachek , Yahia , fouad ,mourad ;

A tous la promotion 2018 sans exception ;

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans L'accomplissement de ce travail.

TERFA NOUREDDINE.

SOMMAIRE

Résumé	
Remerciements	
Dédicaces	
Sommaire	
List des tableaux	
List des figures	
Liste des symboles	
Plans	
Introduction générale	

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1	Introduction :	1
I.2	Présentation de l'ouvrage :	1
I.2.1	Caractéristique de l'ouvrage :	1
I.2.2	Caractéristiques mécaniques des matériaux :	3
I.3	Hypothèses de calcul aux états limites :	8
I.3.1	Hypothèses de calcul à l'ELU :	8
I.3.2	Hypothèses de calcul à l'ELS :	8

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction :	9
II.2	Pré dimensionnement des planchers :	9
II.2.1	Plancher en corps creux :	9
II.2.2	Planchers à dalle pleine :	10
II.3	Pré dimensionnement des poutres :	10
II.4	Evaluation des charges et surcharges :	13
II.4.1	Charges permanentes :	13
II.4.2	Charges d'exploitation :	17
II.5	Pré dimensionnement des voiles :	17
II.6	Pré dimensionnement des poteaux :	19
II.6.1	Etapas de pré dimensionnement (calcul) :	19
II.6.2	Loi de dégression :	19
II.6.3	Dimensionnements des Poteaux :	19
II.6.3.1	Détermination de la section :	19
II.6.3.2	Vérification de la section :	21
II.6.4	Dégression des surcharges :	21

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1	Acrotère :	29
III.1.1	Introduction :	29
III.1.2	Evaluation des charges :	29

SOMMAIRE

III.1.3	Ferraillage de l'acrotère :.....	31
III.1.4	Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 :.....	32
III.1.5	Détermination de l'axe neutre :.....	32
III.1.6	Vérification de l'effort tranchant :.....	34
III.2	Etude des balcons :	35
III.2.1	Introduction :.....	35
III.2.2	Calcul des charges sollicitant le balcon :.....	36
III.2.3	Calcul du ferraillage :	37
III.3	Escalier.....	40
III.3.1	Introduction	40
III.3.2	Définition des éléments d'un escalier :.....	40
III.3.3	Evaluation des charges :.....	42
III.3.4	Détermination des efforts internes :.....	43
III.3.5	Calcul des armatures :.....	44
III.3.6	Vérifications :.....	45
III.4	Plancher à corps creux :.....	49
III.4.1	Pré dimensionnement des poutrelles :	49
III.4.1.1	Etude des poutrelles	50
III.4.1.2	Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	51
III.4.1.3	Méthode de calcul :.....	51
III.4.1.4	Les Différents types de poutrelles :	55
III.4.1.5	Ferraillage des poutrelles :.....	61
III.4.1.6	Vérifications :	63

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1	Introduction :.....	69
IV.2	Etude sismique :.....	69
IV.2.1	Modélisation de rigidité :.....	69
IV.2.2	Modélisation de la masse :	69
IV.3	Choix de la méthode de calcul :.....	70
IV.3.1	La méthode statique équivalente :	70
IV.3.2	La méthode modale spectrale :	71
IV.4	Résultat de l'analyse sismique :.....	76
IV.4.1	Modèle initial	76
IV.4.2	Modèle 1 :	77
IV.4.3	Modèle 2:	81
IV.5	Vérification des conditions du facteur de comportement R	85
IV.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	85

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1	Introduction	87
-----	--------------------	----

SOMMAIRE

V.2	Ferraillage des poteaux.....	87
V.3	Ferraillage des poutres.....	99
V.4	Ferraillage des voiles :.....	125

CHAPITRE VI : ETUDE DE FONDATION

VI.1	Introduction :.....	143
VI.2	Fonctions assurées par les fondations :.....	143
VI.3	Classification des fondations :.....	143
VI.4	Choix de type de fondation :.....	143
VI.5	Calcul des fondations :.....	144
VI.6	Choix de type de semelle :.....	144
VI.6.1	Radier général :.....	144
VI.6.1.1	Introduction :.....	144
VI.6.1.2	Surface nécessaire :.....	145
VI.6.1.3	Pré dimensionnement de radier :.....	146
VI.6.1.4	Caractéristiques géométriques du radier :.....	149
VI.6.1.5	Vérifications Nécessaires.....	149
VI.6.1.6	Ferraillage du radier :.....	153
VI.7	Etude du voile périphérique :.....	161
VI.7.1	Introduction :.....	161
VI.7.2	Pré dimensionnement :.....	161
VI.7.3	Évaluation des Charges :.....	162
VI.7.4	Effort dans le voile périphérique :.....	163
VI.7.5	Ferraillage du voile périphérique :.....	163
VI.7.6	Condition de non fragilité :.....	164
VI.7.7	Vérification de l'effort tranchant :.....	164
VI.7.8	Vérification à L'ELS :.....	165

Conclusion générale

Liste des références

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: modules de déformation de béton.....	4
Tableau II. 1: Evaluation des charges du plancher terrasse.....	13
Tableau II. 2: Evaluation des charges du plancher étage courant.....	14
Tableau II. 3: Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	15
Tableau II. 4: Evaluation des charges dans les murs intérieurs.....	15
Tableau II. 5: Dégressio n des surcharges.....	22
Tableau II. 6: Calcul des charges du poteau central.....	23
Tableau II. 7: Choix final des poteaux centraux.....	24
Tableau II. 8: Vérification du critère de résistance du poteau central.....	25
Tableau II. 9: Choix final des poteaux de rive.....	26
Tableau II. 10: Vérification du critère de résistance du poteau de rive.....	26
Tableau II. 11: Choix final des poteaux d'angle.....	27
Tableau II. 12: Vérification du critère de résistance du poteau d'angle.....	28
Tableau II. 13: Tableau final des sections des poteaux.....	28
Tableau III. 1: Les combinaisons des charges.....	37
Tableau III. 2: Efforts internes.....	37
Tableau III. 3: Ferrailage du balcon.....	37
Tableau III. 4: Vérification des contraintes.....	39
Tableau III. 5: Charges à l'ELU et l'ELS.....	43
Tableau III. 6: Calcul du ferrailage.....	45
Tableau III. 7: Vérification à l'E.L.S.....	47
Tableau III. 8: Vérification de la flèche de l'escalier.....	48
Tableau III. 9: Récapitulatif de la vérification des flèches.....	48
Tableau III. 10: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	51
Tableau III. 11: Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.....	60
Tableau III. 12: Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.....	60
Tableau III. 13: Vérification de la contrainte de béton.....	65
Tableau III. 14: Calcul de la flèche.....	66
Tableau IV. 1: Valeurs de pénalité P_q	75
Tableau IV. 2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	77
Tableau IV. 3: Période et facteurs de participation massique du modèle 1.....	78
Tableau IV. 4: les trois premiers modes.....	78
Tableau IV. 5: Calcul de la force sismique à la base.....	79
Tableau IV. 6: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement modèle 1..	79
Tableau IV. 7: vérification de l'effort normal réduit pour le modèle1.....	80
Tableau IV. 8: choix des sections des poteaux.....	81
Tableau IV. 9: Période et facteurs de participation massique du modèle 2.....	82
Tableau IV. 10: les trois premiers modes.....	83
Tableau IV. 11: Calcul de la force sismique à la base.....	83
Tableau IV. 12: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement modèle 2	83

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV. 13: vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2	84
Tableau IV. 14: Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle 2	86
Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	87
Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux situation durable (Nmax, Mcorr).....	88
Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux situation durable (Mmax, Ncorr).....	89
Tableau V. 4: Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E (Nmax,Mcorr).....	89
Tableau V. 5: Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E (Nmin, Mcorr).....	89
Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E (Mmax, Ncorr).....	90
Tableau V. 7: Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E (Nmax,Mcorr).....	90
Tableau V. 8: Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E (Nmin, Mcorr).....	90
Tableau V. 9: Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E (Mmax, Ncorr).....	91
Tableau V. 10: Choix des Armatures des Poteaux.....	91
Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux.....	92
Tableau V. 12: Vérification des contraintes pour les poteaux.....	92
Tableau V. 13: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	93
Tableau V. 14: Espacements maximales selon RPA99 pour les poteaux.....	95
Tableau V. 15: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	95
Tableau V. 16: Ferrailage des poutres principales (situation durable).....	100
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).....	100
Tableau V. 18: Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).....	101
Tableau V. 19: Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).....	101
Tableau V. 20: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).....	101
Tableau V. 21: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).....	101
Tableau V. 22: Choix des armatures pour les poutres principales.....	102
Tableau V. 23: Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	102
Tableau V. 24: Vérification de la condition de non fragilité.....	102
Tableau V. 25: Vérification des poutres principales à l'ELS.....	103
Tableau V. 26: Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	103
Tableau V. 27: Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale...	104
Tableau V. 28: Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire...	104
Tableau V. 29: Calcul des armatures transversales.....	105
Tableau V. 30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	107
Tableau V. 31: Valeurs de (lf/l).....	127
Tableau V. 32: Calcul de σ_{lim}	128
Tableau V. 33: Aciers verticaux et horizontaux.....	129
Tableau V. 34: Aciers transversaux.....	130
Tableau V. 35: Aciers supplémentaires.....	131
Tableau V. 36: Calcul de σ_{ba} et σ_{ba} pour l'exemple (V3 : L=3.10m).....	133
Tableau V. 37: Les données de calcul.....	134
Tableau V. 38: armatures de traction.....	134
Tableau V. 39: résultats des armatures de traction.....	135
Tableau V. 40: Calcul des armatures verticales de l'exemple (V3 : L=3.10m).....	135
Tableau V. 41: les données de calcul (V1).....	137

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 42: armature de traction	137
Tableau V. 43: les résultats des armatures de traction.....	137
Tableau V. 44: les contraintes limites.....	138
Tableau V. 45: Calcul des armatures du voile (V1).....	138
Tableau V. 46: les données de calcul.....	139
Tableau V. 47: armature de traction	139
Tableau V. 48: les résultats des armatures de traction.....	140
Tableau V. 49: Calcul des armatures du voile (V2).....	140
Tableau V. 50: Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	140
Tableau VI. 1: Choix de hauteur des nervures.....	148
Tableau VI. 2: vérification de stabilité de radier	150
Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'ELU	152
Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier à l'ELS	152
Tableau VI. 5: Ferrailage des panneaux du radier.....	154
Tableau VI. 6: Vérification des contraintes	155
Tableau VI. 7: Redimensionnement des armatures	155
Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures.....	157
Tableau VI. 9: Vérification des contraintes à l'ELS.....	157
Tableau VI. 10: Vérification des contraintes à l'ELS après correction	158
Tableau VI. 11: choix des armatures transversales.....	159
Tableau VI. 12: Vérifications des contraintes du béton et d'acier.	161
Tableau VI. 13: Ferrailage du voile périphérique.....	164
Tableau VI. 14: Vérifications des cont	165
Tableau VI. 15: Choix des Armatures.	166
Tableau VI. 16: Choix des Armatures	166

LA LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Dimension en plan du bâtiment	2
Figure I. 2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	5
Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS	6
Figure II. 1: Plancher à corps creux	9
Figure II. 2: Coupe transversale du plancher terrasse à corps creux.	13
Figure II. 3: Coupe transversale du plancher étage courant.....	13
Figure II. 4: constitution du mur extérieur.....	15
Figure II. 5: Dimensions de l'acrotère	16
Figure II. 6: Coupes de voiles en plan	18
Figure II. 7: Section réduite du poteau rectangulaire.....	20
Figure II. 8: Surface reprise par le poteau central.....	22
Figure III. 1: Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.....	30
Figure III. 2: Ferrailage d'une bande de 1m de l'acrotère	31
Figure III. 3: Distance de l'axe neutre	33
Figure III. 4: Ferrailage de l'acrotère	35
Figure III. 5: Schéma statistique du balcon.	35
Figure III. 6: Schéma de ferrailage des balcons	39
Figure III. 7: Eléments d'un escalier	40
Figure III. 8: Schéma équivalent de volée	41
Figure III. 9: Schéma statique de l'escalier	43
Figure III. 10: ferrailage des escaliers	49
Figure III. 11: Coupe du plancher en corps creux	49
Figure III. 12: Schéma de poutrelle	50
Figure III. 13: Ferrailage des poutrelles.	68
Figure IV. 1: Spectre de réponse	72
Figure IV. 2: Modèle Initial.....	76
Figure IV. 3: Modèle 1	77
Figure IV. 4: Modèle 2	81
Figure V. 1: Ferrailage des poteaux.....	98
Figure V. 2: Disposition des Poutres.	100
Figure V. 3: Arrêt des barres.	106
Figure V. 4: ferrailage des poutres.	108
Figure V. 5: Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.	125
Figure V. 6: Schéma d'un voile plein et sa disposition de ferrailage	126
Figure V. 7: Définition de l'élément mur	126
Figure V. 8: Mur encasté.....	127
Figure V. 9: niveaux de voile.....	128

LA LISTE DES FIGURES

Figure V. 10: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	131
Figure V. 11: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	132
Figure V. 12: Disposition des voiles dans la structure.	136
Figure V. 13: schéma de traction.....	139
Figure V. 14: schéma de voile 1.....	141
Figure V. 15: schéma de voile 2.....	141
Figure V. 16: schéma de voile 3.....	142
Figure VI . 1: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	145
Figure VI . 2: Shéma statique du bâtiment.....	150
Figure VI . 3: Contraintes sous le radier.....	151
Figure VI . 4: Panneau de la dalle du radier.....	153
Figure VI . 5: Schéma de ferrailage du radier sens x-x.....	156
Figure VI . 6: Schéma de ferrailage du radier sens y-y.....	156
Figure VI . 7: Schéma de ferrailage des nervures.....	159
Figure VI . 10: Evaluation des charges.....	161
Figure VI . 11: Poussées des terres.....	162
Figure VI. 12: Ferrailage du Voile Périphérique.....	166

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- a : Plus petite dimension d'une section transversale
- $a-b$: Dimensions En Plans D'un Poteau
- $A.N$: Axe neutre
- A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale Et minimale
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A'_s : Section d'aciers comprimés
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton, Largeur d'une table De compression.
- B_0 : Section homogène totale
- b_0 : Largeur D'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
- B_r : Section réduite
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement géométrique.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- e_0 : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton

LISTE DES SYMBOLES

- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- h : Hauteur totale d'une section
- h_0 : Hauteur d'une table de compression
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- l_r : Longueur de recouvrement
- l_s : Longueur de scellement
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_{ay} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/y.
- M_{ax} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/x.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- i : rayon de giration
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- $n=15$: coefficient d'équivalence
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- F_{bc} : Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.

LISTE DES SYMBOLES

- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- K : Coefficient de raideur de sol.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène, Longueur fictive.
- P_{ser} : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.
- P_u : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.
- π : Coefficient de fissuration.
- μ : Coefficient de frottement acier /béton.
- ν : Coefficient de poisson ; effort normal réduit.
- ε_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
- ε_s : Allongement relatif des aciers tendus.
- ε_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimé.
- ε_{si} : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles nées de besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue comme une alternative.

Il devient donc nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et les caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes de manière à sauver des vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dues aux dommages subis par la structure.

Le présent travail consiste en l'étude d'un bâtiment en R+9 + sous-sols à usage multiple implanté dans la wilaya de Blida, classée par le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003) comme une région de forte sismicité (Zone III).

Le mémoire est structuré comme suit :

Le 1^{er} chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles), fait l'objet du 2^{ème} chapitre.

Dans le 3^{ème} chapitre, nous nous intéressons à l'étude des éléments secondaires que comportent notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons).

En plus du calcul statique, une étude dynamique de la structure dynamique est présentée dans le 4^{ème} chapitre. Le calcul numérique a été fait par le logiciel de calcul par la méthode des éléments finis ETABS **16.0.2**

Introduction Générale

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**, dans le 5^{ème} chapitre.

Le 6^{ème} chapitre consiste à dimensionner et ferrailer les éléments de l'infrastructure. Ainsi, nous terminons ce mémoire par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Le dimensionnement des éléments constituant un ouvrage, se base sur des règlements et des méthodes connues (*BAEL91 modifié 99, RPA99V2003*) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment à usage d'habitation, L'ouvrage est implanté dans la wilaya **BLIDA**, selon le règlement parasismique algérien (*RPA99 version2003*) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**). Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le « groupe 2 ».

I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage en question a une forme régulière, on il se compose de RDC+9 étages +sous-sol à usage d'habitation.

- **Caractéristiques géométriques :**

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC 3,06 m.
- Hauteur des étages 1^{er} au à 9^{ème} étage 3,06m.
- Hauteur du sous-sols 3,06m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère 33,66 m.
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère 34,26 m.

b) Dimensions en plan :

Longueur du bâtiment : 28,70 m.

Largeur du bâtiment : 12,10 m.

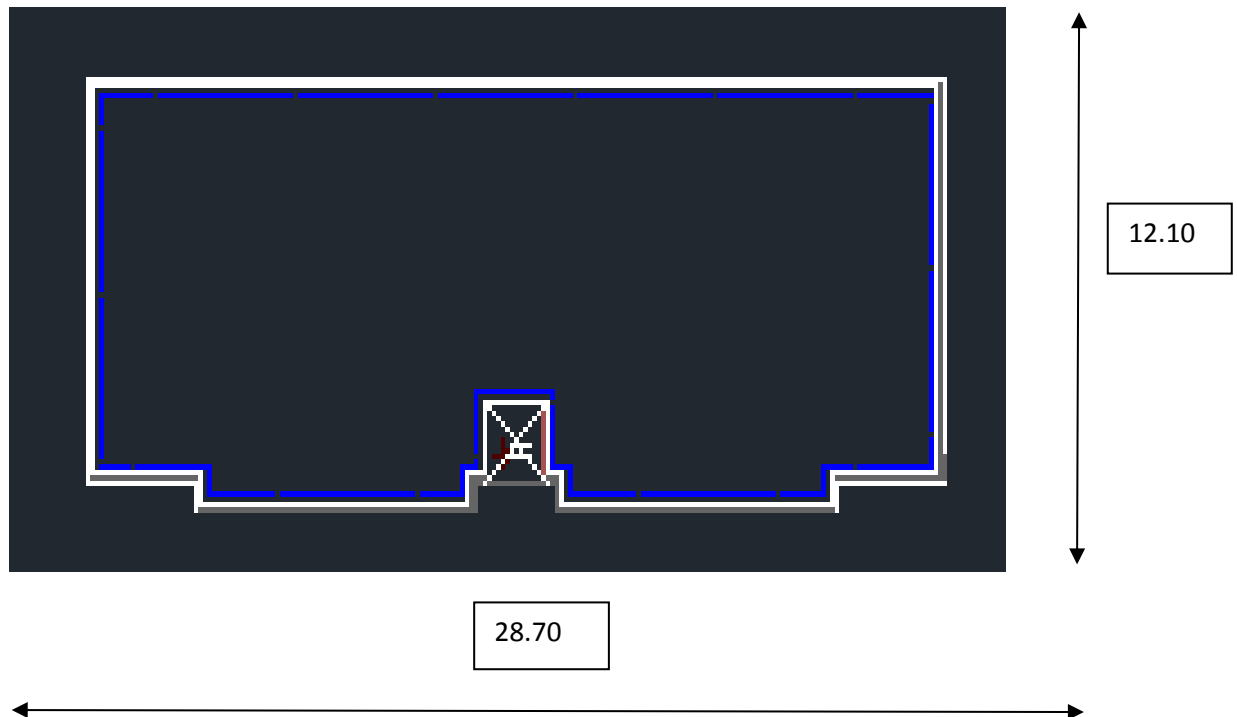


Figure I. 1: Dimension en plan du bâtiment

- **Ossature :**

En se référant aux *RPA 99 version 2003* qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 8m en zone III, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques)

- **Les Planchers :**

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher semi-préfabriqué en « poutrelles + corps creux + dalle de compression ».

- **Escaliers :**

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- Escalier à trois volées et deux paliers intermédiaires.

- **Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

- **Murs extérieurs :**

Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

- **Murs intérieurs :**

Ils seront constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

- **Ascenseurs :**

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 9^{ème} étage.

I.2.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton armé est le matériau le plus utilisé dans le domaine de la construction car il est conforme aux règles techniques de construction et de calculs des structures. Il est obtenu grâce à l'association du béton et de l'acier, il est de masse volumique égale à 2500 kg/m³.

Les justifications et les calculs de notre bâtiment se feront suivant les règles **BAEL91 modifié 99** et le **RPA 99 version 2003**.

a) Le béton :

- **Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, granulats (graviers, sable), d'eau et d'adjuvants dans des proportions convenables. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps.

- **Résistance du béton à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, cette dernière est notée par **f_{c28}**.

$$\text{Pour : } \begin{cases} j \leq 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1) \\ j = 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28} [\mathbf{1}] \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 * f_{c28} \end{cases}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$, elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution avec un diamètre de 16 cm (section 200 cm^2) et hauteur de 32 cm.

- **Résistance du béton à la traction :**

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (Mpa)} [1] \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa, donc : } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- **Module de déformation longitudinale du béton**

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

Tableau I. 1: modules de déformation de béton.

Module de déformation instantané	Module de déformation différé
Chargement < 24 heures	Chargement > 24 heures
$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$	$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$
32164,19 MPa	10818,86 MPa

- **Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{G}{E}$$

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (A.2.I.3) [1]

a) Contraintes limites de calcul :

En se référant au règlement du *BAEL 91(modifié 99)*, on distingue deux états limites :

1. Etat limite ultime « E.L.U » :

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c,28}}{\gamma_b \cdot \theta} \dots\dots\dots (A.4.3.4) [1]$$

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité.

θ = Coefficient de chargement.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} = 1 & \text{la durée de chargement} > 24 \text{ heures.} \\ = 0,9 & \text{1 heure} < \text{la durée de chargement} < 24 \text{ heures.} \\ = 0,85 & \text{la durée de chargement} < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

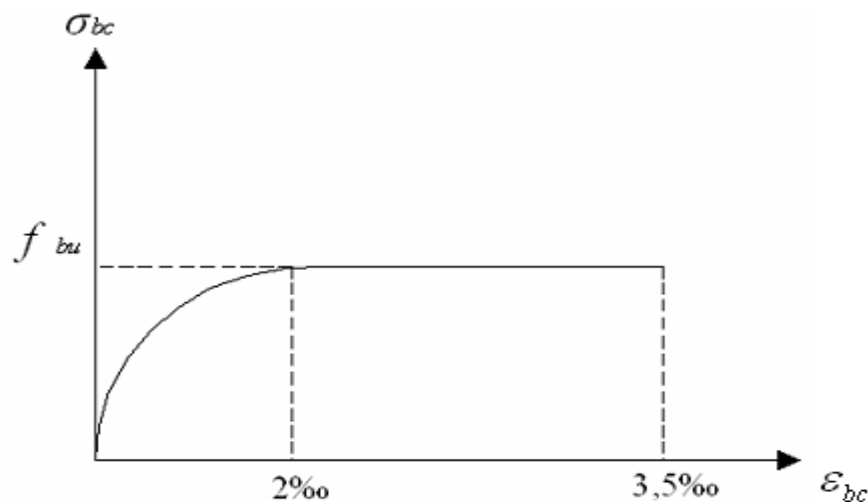


Figure I. 2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

2. Etat limite de service « E. L. S » :

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c,28} \quad [MPa]$$

Pour $f_{c,28} = 25MPa$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 MPa$.

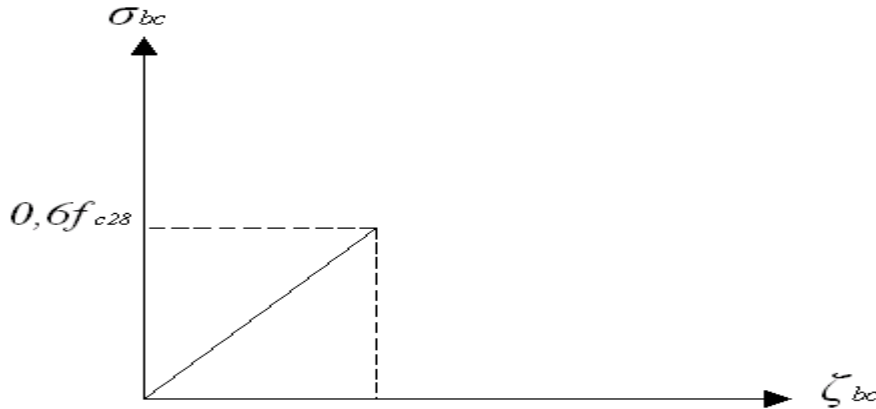


Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

b) L' Acier :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction. Les aciers utilisés dans cet ouvrage sont :

- Fe E400 HA (Limite d'élasticité : $f_e = 400\text{Mpa}$) pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (T.S) : $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

• Les contraintes de calcul :

➤ Contrainte de l'acier à l'ELU :

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

On utilise des aciers en FeE400 donc :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 400 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

➤ **Contrainte de l'acier à L'E.L.S :**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

➤ Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.

➤ Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

(A.4.5.33) [1]

➤ Pour une fissuration très préjudiciable :

➤ $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s = 0,8 \times \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

AVEC :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

• **Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa]. (A.2.2.1) [1]

• **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté « n » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} \text{ (A.4.5.1) [1]}$$

η : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.3 Hypothèses de calcul aux états limites :**I.3.1 Hypothèses de calcul à l'ELU :**

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

I.3.2 Hypothèses de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est : $\eta=15$.

CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1 Introduction :

Il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, avant d'entamer tout calcul. Pour cela le *RPA 99 Version 2003, C.B.A 93, DTR B.C.2.2* mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré-dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un élément horizontal, il assure la transmission des d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et les transmet aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles). Dans ce projet, on va opter pour des planchers en corps creux pour les étages courants et en dalle pleine pour les balcons.

II.2.1 Plancher en corps creux :

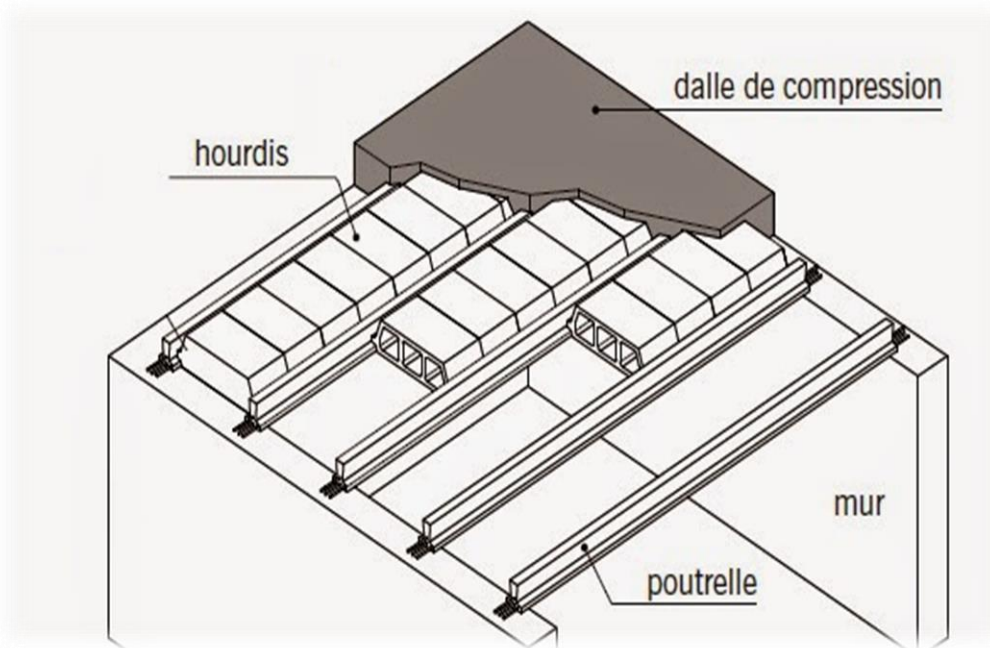


Figure II. 1: Plancher à corps creux

La hauteur du plancher sera déterminée comme suit :

$$h_t = \left(\frac{1}{25}; \frac{1}{20} \right) L \dots\dots\dots (\text{Calcul des ouvrages en BA}).$$

L : la plus grande portée dans le sens secondaire.

Dans notre cas : L = 4.20m = 420 cm

$$\frac{420}{25} \leq h_t \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 16.8\text{cm} \leq h_t \leq 21\text{cm}$$

On opte pour une planche (16+5) cm

$$\Rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$$

II.2.2 Planchers à dalle pleine :

Balcon :

-Résistance au feu :

- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

-Isolation phonique :

- La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 13 cm

-Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : $L = 80\text{cm}$

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ [5]

$$(L_x / 35) = 2.28(\text{cm}) \leq e \leq (L_x / 30) = 2.66 (\text{cm})$$

$$e_p (\text{dalle pleine}) = \text{Max}(11\text{cm}, 13\text{cm}, 2.5 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur des dalles pleines de **15 cm** pour les balcons.

➤ **Conclusion :**

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 21 \text{ cm}$. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 5 cm (16+5).
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

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

1) Les poutres principales :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

➤ Détermination de la hauteur «h» :

- Selon le BAEL91 :

Avec :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

- L : la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.
- h : la hauteur de la section
- b : la largeur de la section.

On a $L_{max} = 4.70 \text{ m} \rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$

On prend : **h = 45 cm**

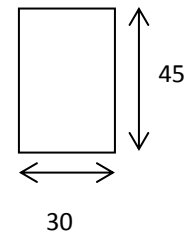
➤ Détermination de la largeur «b»

- Selon le BAEL91 :

- La largeur b de poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$13.5 < b < 31.5$

On prend : **b = 30 cm**



- ❖ Selon le RPA99 version 2003 pour la zone III :

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

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

- Condition de rigidité :

On doit vérifier que : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$0.0957 \geq 0.0625 \dots \dots$ Vérifiée

2) Les poutres secondaires :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculés.

➤ **Détermination de la hauteur «h»**

▪ **Selon le BAEL91 :**

▪ **Avec :**
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

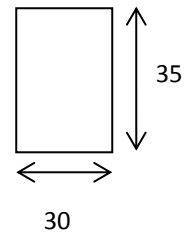
L : la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

h : la hauteur de la section

b: La largeur de la section.

$$L_{\max} = 3.60 \text{ m} \rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35 cm**



➤ **Détermination de la largeur «b »**

▪ **Selon le BAEL91 :**

$$0,3h < b < 0,7 h$$

$$10.5 < b < 24.5$$

On prend : **b = 30 cm**

❖ **Selon le RPA99 version 2003 pour la zone III :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

▪ **Condition de rigidité**

On doit vérifier que : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ **0.097 ≥ 0.0625..... vérifiée**

▪ Le choix des poutres :

- Poutre principale **45 × 30 cm²**

- Poutre secondaire **35 × 30 cm²**

-

II.4 Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1 Charges permanentes :

Charges permanentes :

1. Plancher terrasse inaccessible :

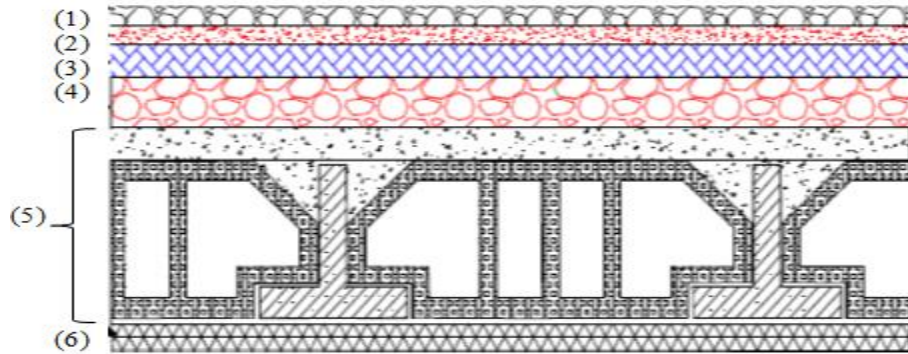


Figure II. 2: Coupe transversale du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II. 1: Evaluation des charges du plancher terrasse.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids G(kN/m ²)
1.Plancher à corps creux (16+5)	0,21	2,90
2.Gravillon de protection	0,05	1,00
3.Multicouche d'étanchéité	0,02	0,12
4.Forme de pente	0,10	2,20
5.Isolation thermique	0,04	0,16
6.Enduit de plâtre	0,02	0,20
Total charges permanents G		6,58
Total charges Exploitations Q		1,00

2. Plancher étage courant :

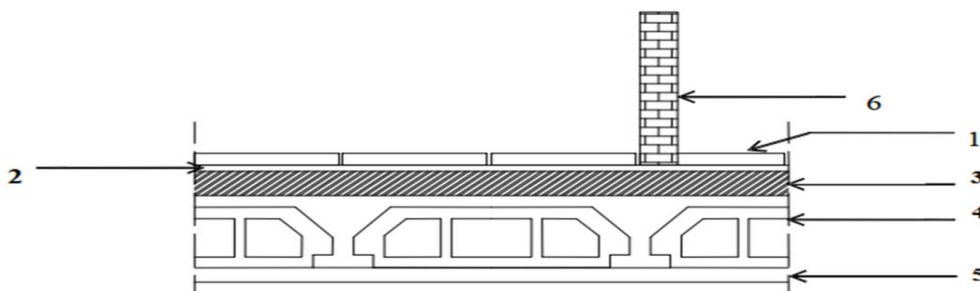


Figure II. 3: Coupe transversale du plancher étage courant

1). Dalle en corps creux

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids G(kN/m ²)
1.Carrelage	0,02	0,40
2.Mortierdepose	0,02	0,40
3. Litde Sable	0,03	0,54
4.Plancherà corps creux (16+5)	0,21	2,90
5.Enduitdeplâtre	0,02	0,20
6.Cloisonsdeséparation	0,05	1,00
Total charges permanents G		5,44
Total charges Exploitations Q		1,50

2). Balcon:(Dalle pleine)**Tableau II. 2: Evaluation des charges du plancher étage courant**

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids G(kN/m ²)
1.Carrelage	0,02	0,40
2.Mortierdepose	0,02	0,40
3. Litde Sable	0,03	0,54
4. Dalle pleine	0,15	3,75
5.Enduitdeciment	0,02	0,4
Total charges permanents G		5,49
Total charges Exploitations Q		3,50

3). Maçonnerie :

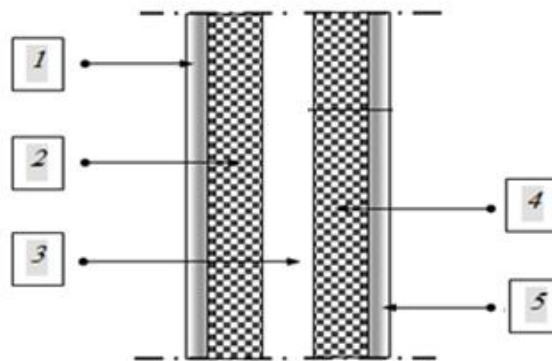


Figure II. 4: constitution du mur extérieur.

➤ Murs extérieurs à double cloison :

Tableau II. 3: Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids G (kN/m ²)
1. Enduit en plâtre	0,02	0,4
2. Brique creuse	0,15	1,35
3. Lamelle d'air	0,05	0,00
4. Brique creuse	0,10	0,90
5. Enduit en plâtre	0,02	0,20
Total charges permanents G		2,85

1). Murs intérieurs

Tableau II. 4: Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids G (kN/m ²)
1. Brique creuse	0,10	0,90
5. Enduit en plâtre	0,02	0,20
Total charges permanents G		1,10

4). Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \times S$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

- La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_1 = (0.069 \times 2500) = 1.72 \text{ KN/ml}$$

- Le poids des enduits au ciment (e=2cm) :

$$G_2 = 0.02 \times (0.6 + 0.10 + 0.45 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.08) \times 20 = 0.604 \text{ KN/ml}$$

- Le poids total de l'acrotère : $G_1 + G_2$

$$\mathbf{II.6.3.1 \quad G = 2.324 \text{ kN/ml}}$$

$$\mathbf{Q = 1 \text{ kN/ml}}$$

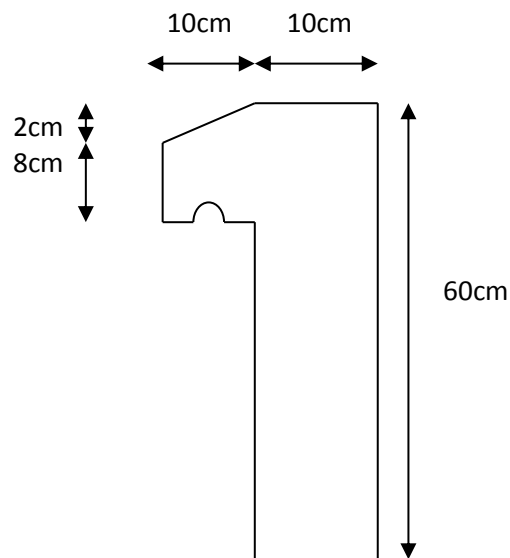


Figure II. 5: Dimensions de l'acrotère

II.4.2 Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, et selon l'utilisation de notre bâtiment, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère (main courante) $Q= 1,0 \text{ kN/ml}$
- Plancher terrasse (inaccessible) $Q= 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Plancher a usage habitation $Q= 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Escaliers $Q= 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Balcon $Q= 3,5 \text{ kN/m}^2$

II.5 Prédimensionnement des voiles :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA99 version2003**, Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant les contres vêtements ont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

➤ D'après cet article :

« Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles. »

Avec :

- L: porté du voile.
- e: épaisseur du voile.

« L'épaisseur minimale est de 15 cm », l'épaisseur doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités du voile comme indiquée sur les figures suivantes :

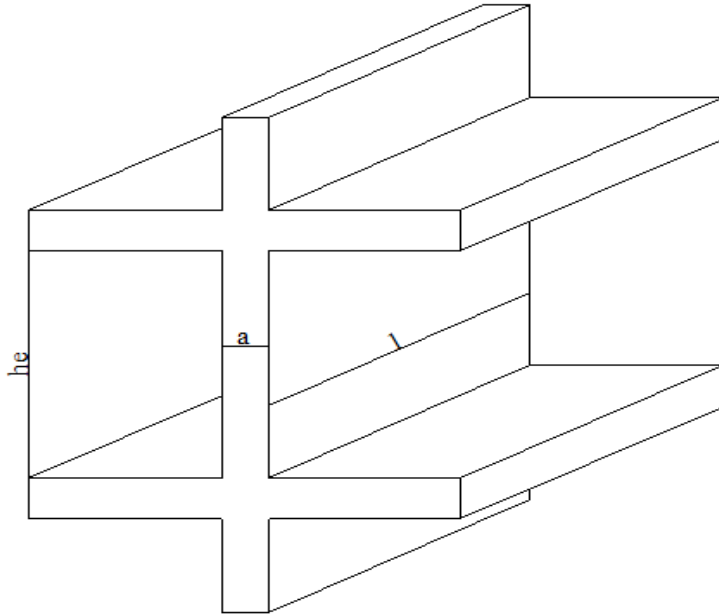


Figure II. 6: Coupes de voiles en plan

✓ L'épaisseur des voiles doit être satisfaisante la condition suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

a : épaisseur de voile

h_e : la hauteur libre d'étage

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 13,05cm$$

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2] :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 13,05cm \right\} \rightarrow a_{\min} = 15 \text{ cm.}$$

Conclusion : On opte pour des voiles de dimension $a = 15cm$.

II.6 Prédimensionnement des poteaux :

II.6.1 Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

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

II.6.2 Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1) \dots \dots (6.3)[6]$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1 : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

II.6.3 Dimensionnements des Poteaux :

II.6.3.1 Détermination de la section :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots (b.8.4.1) [1]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q \dots (b.8.11)[2]$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour} \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$;

On prend $L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times h_e$

$$\lambda = \frac{(3,5 \times 0,5 \times h_o)}{a}$$

a : Dimension de la section du béton du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton seul avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement.

B : Aire totale de la section du poteau.

➤ A_s : section d'acier minimale.

➤ B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$\text{Poteau rectangulaire} \quad B_r = (a - 0,02) \cdot (b - 0,02) \quad \text{m}^2.$$

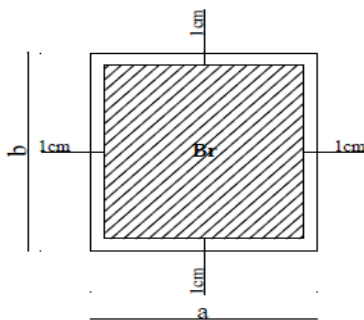


Figure II. 7: Section réduite du poteau rectangulaire.

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r ,

On obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_r \geq 0,66 N_u \\ [N_u] : [MN] \\ [B_r] : [m^2] \end{array} \right.$$

II.6.3.2 Vérification de la section :

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA 99 version 2003** (zone III).

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 30cm \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Avec (a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

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

II.6.4 Dégression des surcharges :

Q: Charge d'exploitation

$$\text{Ce qui donne : } Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1)$$

Avec : n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

(Q_1): Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Tableau II. 5: Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge(kN/m ²)
Terasse	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
9 ^{ème}	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+2Q_1$	4
8 ^{ème}	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+1.25Q_1$	2.875
7 ^{ème}	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+1Q_1$	2.5
6 ^{ème}	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,875Q_1$	2.31
5 ^{ème}	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,8Q_1$	2.2
4 ^{ème}	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75Q_1$	2.125
3 ^{ème}	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,714Q_1$	2.071
2 ^{ème}	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,687Q_1$	2.03
1 ^{ème}	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,667Q_1$	2
RDC	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65Q_1$	1.975
S.SOL	Q ₁₁	$\Sigma_{10}=Q_0+0,63Q_1$	1.95

Les poteaux les plus sollicités sont :

- **Poteau d'angle :** S=4.14m²
- **Poteau derive :** S =9.45m²
- **Poteau central :** S=15.97m²
- **Surface reprise :**

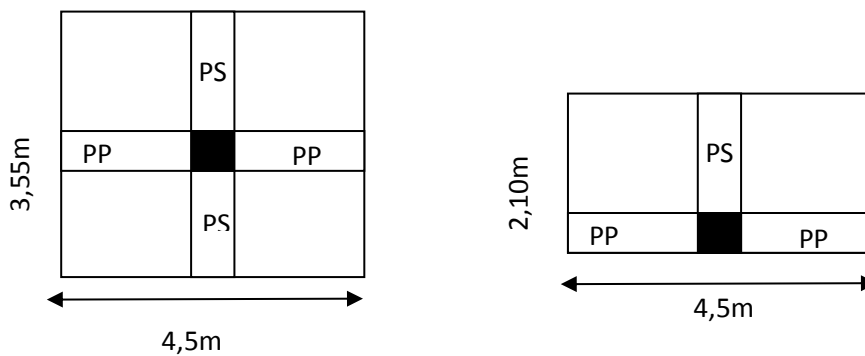


Figure II. 8: Surface reprise par le poteau central

1) Poteau central :**❖ Calcul des différents poids**

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,58 \times 15,975 = 105,11 \text{ KN}$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,44 \times 15,975 = 86,90 \text{ KN}$

Poids de la poutre principale : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,5 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 15,18 \text{ KN}$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 3,25 \times 0,35 \times 0,3 \times 25 = 8,53 \text{ KN}$

Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,45) \times 0,3^2 \times 25 = 5,88 \text{ KN}$

Poids de poteau de l'étage S.S : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,45) \times 0,3^2 \times 25 = 5,88 \text{ KN}$

Tableau II. 6: Calcul des charges du poteau central

Etage	Désignation des éléments	G(kN)	Q (KN)	Nu(KN)
9 ^{ème}	Poids du plancher	105.11		
	Poids de poutre principale	15.18		
	Poids de poutre secondaire	8.53		
Σ		128.82	15.97	197.85
8 ^{ème}	Venant de N1	128.82		
	Poids du plancher	86.90		
	Poids de poutre principale	15.18		
	Poids de poutre secondaire	8.53		
	Poids de poteau	5.88		
Σ		245.31	63.88	426.99
7 ^{ème}	Venant de N2	245.31		
	+	116.50		
Σ		361.81	45.91	557.31
6 ^{ème}	Venant de N3	361.81		
	+	116.50		
Σ		478.31	39.92	705.60
5 ^{ème}	Venant de N4	478.31		
	+	116.5		
Σ		594.81	36.89	858.33
4 ^{ème}	Venant de N5	594.81		

	+	116.5		
Σ		711.31	35.13	1012.96
3^{ème}	Venant de N6	711.31		
	+	116.5		
Σ		827.81	33.93	1168.44
2^{ème}	Venant de N7	827.81		
	+	116.5		
Σ		944.31	33.07	1324.42
1^{ème}	Venant de N8	944.31		
	+	116.5		
Σ		1060.81	32.41	1480.71
RDC	Venant de N9	1060.81		
	+	116.5		
Σ		1177.31	31.94	1637.28
S.SOL	Venant de N10	1177.31		
	+	116.5		
Σ		1293.81	31.54	1793.95

Tableau II. 7: Choix final des poteaux centraux.

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	Le choix (cm)	Min RPA (cm)	Obs
9 ^{ème} Etage	173.91	23.95	197.85	130.58	11.42	30*30	30*30	OK
8 ^{ème} Etage	331.17	95.82	426.99	281.81	16.79	30*30	30*30	OK
7 ^{ème} Etage	488.44	68.86	557.31	367.82	19.17	30*30	30*30	OK
6 ^{ème} Etage	645.72	59.88	705.60	465.70	21.58	30*30	30*30	OK
5 ^{ème} Etage	802.99	55.33	858.33	566.50	23.80	30*30	30*30	OK
4 ^{ème} Etage	960.27	52.69	1012.96	668.55	25.85	35*35	35*35	OK
3 ^{ème} Etage	1117.54	50.89	1168.44	771.17	27.77	35*35	35*35	OK
2 ^{ème} Etage	1274.82	49.60	1324.42	874.12	29.56	40*40	40*40	OK
1 ^{ème} Etage	1432.09	48.61	1480.71	977.27	31.26	40*40	40*40	OK
RDC	1589.37	47.91	1637.28	1080.60	32.87	40*40	40*40	OK
S.SOL	1746.64	47.31	1793.95	1184.01	34.41	45*45	45*45	OK

C. Vérification de critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II. 8: Vérification du critère de résistance du poteau central.

Etages	NU[KN]	B [cm ²]	NU/B [MPa]	Conditions
9 ^{ème} étage	197.85	30 *30	2.19	Vérifiée
8 ^{ème} étage	426.99	30*30	4.74	Vérifiée
7 ^{ème} étage	557.31	30*30	6.19	Vérifiée
6 ^{ème} étage	705.60	30*30	7.84	Vérifiée
5 ^{ème} étage	858.33	30*30	9.54	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1012.96	35*35	8.27	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1168.44	35*35	9.54	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1324.42	40*40	8.28	Vérifiée
1 ^{ème} étage	1480.71	40*40	9.25	Vérifiée
RDC	1637.28	40*40	10.23	Vérifiée
S.SOL	1793.95	45*45	8.86	Vérifiée

2) Poteau de Rive :

❖ **Calcul des différents poids :**

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,58 \times 9,45 = 62,18 \text{ KN}$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,44 \times 9,45 = 51,41 \text{ KN}$

Poids de la poutre principal : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4.2 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 14.17 \text{ KN}$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 1.8 \times 0.35 \times 0.3 \times 25 = 4.72 \text{ KN}$

Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3.06 - 0.45) \times 0.3^2 \times 25 = 5.88 \text{ KN}$

Poids de poteau de l'étage S.S : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3.06 - 0.45) \times 0.3^2 \times 25 = 5.88 \text{ KN}$

Poids de l'acrotère : $L_{C.H} \times G_{acrotère} = 4.5 \times 2.324 = 10.45 \text{ kN}$

Poids du mur extérieur : $L \times h_{mur} \times G_{mur} = 4.2 \times (3,06 - 0,45) \times 2,85 = 31.24 \text{ Kn}$

Tableau II. 9: Choix final des poteaux de rive.

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	Le choix (cm)	Min RPA (cm)	Obs
9 ^{ème} Etage	123.55	14.17	137.72	90.89	9.53	30* 30	30*30	OK
8 ^{ème} Etage	269.91	56.7	326.61	215.56	14.68	30* 30	30*30	OK
7 ^{ème} Etage	416.28	40.74	457.02	301.63	17.36	30* 30	30*30	OK
6 ^{ème} Etage	562.65	35.43	598.08	394.73	19.86	30* 30	30*30	OK
5 ^{ème} Etage	709.02	32.73	741.75	489.55	22.12	30* 30	30*30	OK
4 ^{ème} Etage	855.38	31.18	886.57	585.13	24.18	30* 30	30*30	OK
3 ^{ème} Etage	1001.75	30.12	1031.87	681.03	26.09	35* 35	35*35	OK
2 ^{ème} Etage	1148.12	29.35	1177.47	777.13	27.87	35*35	35*35	OK
1 ^{ème} Etage	1294.48	28.77	1323.25	873.34	29.55	40*40	40*40	OK
RDC	1441.12	28.35	1469.47	969.85	31.14	40*40	40*40	OK
S.SOL	1587.22	27.99	1615.21	1066.03	32.65	40*40	40*40	OK

C. Vérification de critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{MPa}$$

Tableau II. 10: Vérification du critère de résistance du poteau de rive

Etages	NU[KN]	B [cm ²]	NU/B [MPa]	Conditions
9 ^{ème} étage	137.72	30 *30	1.53	Vérifiée
8 ^{ème} étage	326.61	30*30	3.62	Vérifiée
7 ^{ème} étage	457.02	30*30	5.07	Vérifiée
6 ^{ème} étage	598.08	30*30	6.64	Vérifiée
5 ^{ème} étage	741.75	30*30	8.24	Vérifiée
4 ^{ème} étage	886.57	30*30	9.85	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1031.87	35*35	8.42	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1177.47	35*35	9.61	Vérifiée
1 ^{ème} étage	1323.25	40*40	8.27	Vérifiée
RDC	1469.47	40*40	9.18	Vérifiée
S.SOL	1615.21	40*40	10.09	Vérifiée

1) . Poteau d'Angle :**❖ Calcul des différents poids :**

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,58 \times 4.14 = 27.24 \text{ kN}$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,44 \times 4.14 = 22.52 \text{ kN}$

Poids de la poutre principale : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 1.67 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 5.63 \text{ KN}$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 1.8 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 4.72 \text{ KN}$

Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3.06 - 0.45) \times 0.3^2 \times 25 = 5.88 \text{ KN}$

Poids de poteau de l'étage S.S : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3.06 - 0.45) \times 0.3^2 \times 25 = 5.88 \text{ KN}$

Poids de l'acrotère : $L_{C.H} \times G_{acrotère} = 4.07 \times 2.324 = 9.45 \text{ kN}$

Poids du mur extérieur : $L \times h_{mur} \times G_{mur} = 4.07 \times (3,06 - 0,45) \times 2,85 = 30.27 \text{ Kn}$

Tableau II. 11: Choix final des poteaux d'angle

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	Le choix (cm)	Min RPA (cm)	Obs
9 ^{ème} Etage	63.50	6.21	69.71	46.01	6.78	30*30	30*30	OK
8 ^{ème} Etage	156.68	24.84	181.52	119.80	10.94	30*30	30*30	OK
7 ^{ème} Etage	249.85	17.85	267.7	176.68	13.29	30*30	30*30	OK
6 ^{ème} Etage	343.03	15.52	358.55	236.64	15.38	30*30	30*30	OK
5 ^{ème} Etage	436.21	14.34	450.55	297.36	17.24	30*30	30*30	OK
4 ^{ème} Etage	529.39	13.66	543.05	358.41	18.93	30*30	30*30	OK
3 ^{ème} Etage	622.56	13.2	635.76	419.60	20.48	30*30	30*30	OK
2 ^{ème} Etage	715.74	12.85	728.59	480.87	21.92	30*30	30*30	OK
1 ^{ème} Etage	808.92	12.6	821.52	542.20	23.28	30*30	30*30	OK
RDC	902.09	12.42	914.51	603.57	24.56	30*30	30*30	OK
S.SOL	995.27	12.25	1007.52	664.96	25.78	35*35	35*35	OK

C. Vérification de critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II. 12: Vérification du critère de résistance du poteau d'angle

Etages	NU[KN]	B [cm ²]	NU/B [MPa]	Conditions
9 ^{ème} étage	69.71	30 *30	0.77	Vérifiée
8 ^{ème} étage	181.52	30*30	2.01	Vérifiée
7 ^{ème} étage	267.7	30*30	2.97	Vérifiée
6 ^{ème} étage	358.55	30*30	3.98	Vérifiée
5 ^{ème} étage	450.55	30*30	5.00	Vérifiée
4 ^{ème} étage	543.05	30*30	6.03	Vérifiée
3 ^{ème} étage	635.76	30*30	7.06	Vérifiée
2 ^{ème} étage	728.59	30*30	8.09	Vérifiée
1 ^{ème} étage	821.52	30*30	9.12	Vérifiée
RDC	914.51	30*30	10.16	Vérifiée
S.SOL	1007.52	35*35	8.22	Vérifiée

● **Choix des sections des poteaux :**

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau II. 13: Tableau final des sections des poteaux.

Niveau	Sections carrées (axb)cm ²
9 ^{ème} Etage	30*30
8 ^{ème} Etage	30*30
7 ^{ème} Etage	30*30
6 ^{ème} Etage	30*30
5 ^{ème} Etage	30*30
4 ^{ème} Etage	35*35
3 ^{ème} Etage	35*35
2 ^{ème} Etage	40*40
1 ^{er} Etage	40*40
RDC	40*40
S.SOL	45*45

CHAPITRE III

Calcul Des éléments

Secondaire

III.1 Acrotère :

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante.

III.1.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

Le poids total de l'acrotère :

$$G = 2.324 \text{ kN/m}$$

b. Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation de l'acrotère due à la main courante est :

$$Q = 1,0 \text{ kN/m}$$

c. L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p) :

D'après RPA 99 version 2003, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4AC_p W_p \dots (6-3) \quad [2]$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le Tableau (4.1) RPA.

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [A=0.25].

- C_p : Facteur de la force horizontale..... [$C_p = 0.8$].
- W_p : Poids de l'acrotère..... [$W_p = 2,324 \text{ kN}$].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,324 = \mathbf{1,85 \text{ kN}}$$

$$Q_h = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,85 \text{ kN} \\ 1,5 Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,85 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$$\mathbf{G = 2,324 \text{ kN/ml}} \text{ et } \mathbf{Q_h = 1,85 \text{ kN/ml}}$$

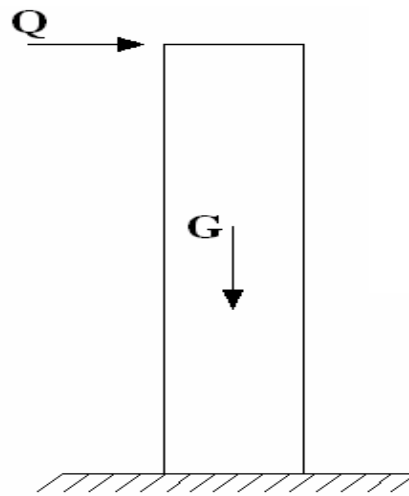


Figure III. 1: Charges et surcharges agissent sur l'acrotère

➤ **Calcul des efforts :**

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 3,13 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 1,66 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 2,77 \text{ kN}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = \mathbf{2,324 \text{ kN}}$$

$$M_{ser} = Q_h \cdot h = 1,11 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,85 \text{ kN}$$

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{ cm}$; $b=100\text{ cm}$; $f_{c28}=25\text{ MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{ MPa}$; $c=c'=2,5\text{ cm}$; $f_e=400\text{ MPa}$

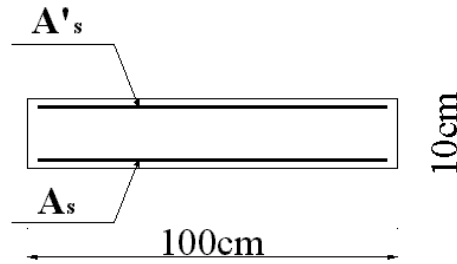


Figure III. 2: Ferrailage d'une bande de 1m de l'acrotère

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,66}{3,13} \times 10^2 = 53,03\text{ cm} \quad e_0 > \frac{h}{2} - c' \Leftrightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5\text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,738\text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,015$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,018$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 89,35\text{ mm}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 55,89\text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 46,89 \text{ mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ \text{Donc : } A_{s2} = 0,46 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

III.1.4 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1 \text{ MPa}; \quad f_e=400 \text{ MPa}; \quad b=100 \text{ cm}; \quad d=9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2; 1,09 \text{ cm}^2 \right\} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **5HA8** = 2,51 cm²

$$\text{Avec un espacement } s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

Cas de charge non concentrée :

- $A_r \geq \frac{As}{4}$

$$\text{Donc : } A_r \geq 0,6275 \text{ cm}^2$$

On choisit **4HA6** = 1,13 cm² avec un espacement : $s_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 \text{ cm}$

III.1.5 Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,76 \text{ cm}$$

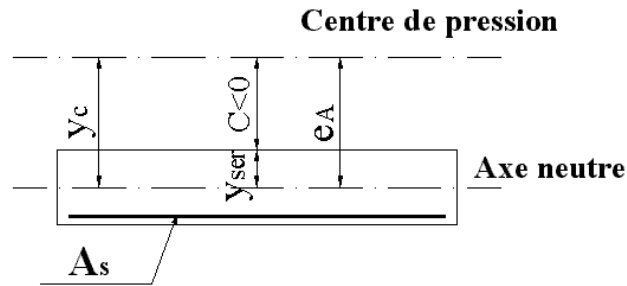


Figure III. 3: Distance de l'axe neutre

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 47,76 = -42,76 \text{ cm}$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :=

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5368,32 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 150314,18 \end{array} \right. \text{ et}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -3,25 \times 10^8$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-P}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] \Rightarrow \varphi = 0,12 \text{ rad}$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-P}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right] = 44,83 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_c + C = 2,07 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_1 = 2,07 \text{ cm} \\ y_c = 44,83 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 2103,79 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

➤ **Vérification des contraintes :**

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,324 \cdot 10^3 \times 44,83 \cdot 10}{2103,79 \cdot 10^4} \right) \times 20,7 = 1,025 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \times \sigma_{bc}^{\max} \times \frac{d - y_1}{y_1} \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \times \sigma_{bc}^{\max} \times \frac{y_1 - c_1}{y_1} \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 51,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 3,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.6 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{2,77 \cdot 10^3}{1000 \times 90} = 0,030 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

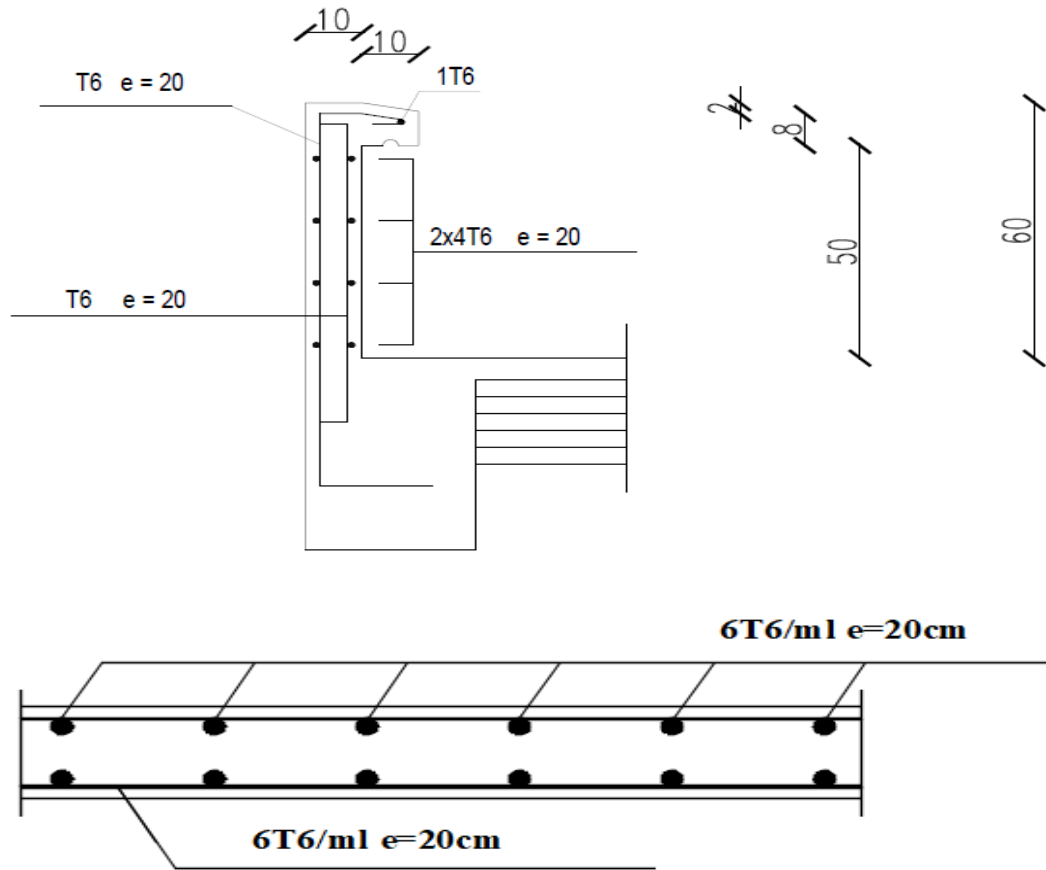


Figure III. 4: Ferrailage de l'acrotère

III.2 Etude des balcons :

III.2.1 Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcul comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.

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

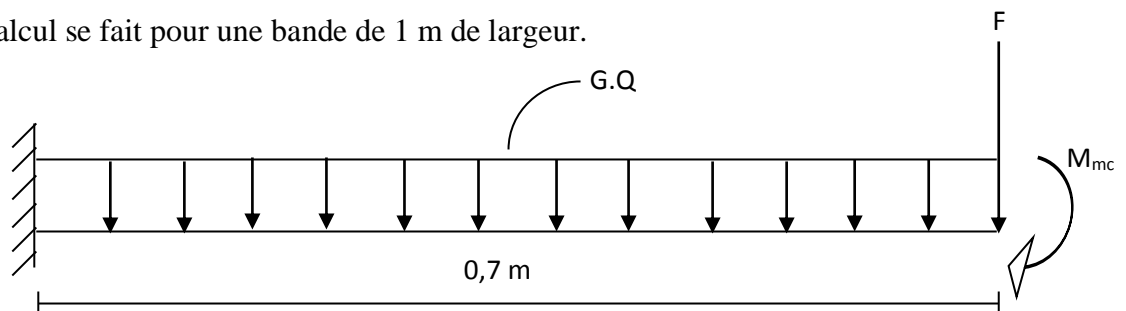


Figure III. 5: Schéma statistique du balcon.

III.2.2 Calcul des charges sollicitant le balcon :

a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- **Charge permanente :**

Carrelage ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3\text{cm}$)	(0,03) (18)	=	0,54 kN/m ²
Dalle à épaisseur (15 cm).....	(0,15) (25)	=	3,75 kN/m ²
Enduit en ciment (2cm).....	(0,02) (18)	=	0,4kN/m ²

$$\Sigma G = 5,49\text{kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m :

$$G \times 1\text{m} = 5,49 \times 1 = \mathbf{5,49 \text{ KN/m}}$$

- **Charge d'exploitation :**
- $Q = 3,5 \text{ kN/m}$, pour une bande de 1m.

Charge concentrée :

- Enduit au ciment :	0,4kN/m ²
- Maçonnerie (ép=10cm) :	0,90 kN/m ²
- Enduit au ciment :	0,4kN/m ²

$$\mathbf{F = 1,7kN/m^2}$$

Pour une bande de 1m, $\mathbf{F = 1,7kN/m}$

- **Moment due à la main courante :**

$$M_{\text{mc}} = 1 \times 0,7 = \mathbf{0,7kNm}$$

b. Combinaisons des charges :**Tableau III. 1: Les combinaisons des charges**

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,66	8,99
F(kN)	2,29	1,7

c. Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M(x) = -\left[Fx + \frac{qx^2}{2} \right] + M_{mc} \dots\dots\dots(1)$$

$$T(x) = -[F + qx] \dots\dots\dots(2)$$

Tableau III. 2: Efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	5,4	4,09
T (kN)	11,85	7,99

III.2.3 Calcul du ferrailage :**a. Armatures principales :**

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x15)cm²

Les données : $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{t28} = 2,1$ MPa, $f_{bc} = 14,17$ MPa, $d = 13,5$ cm, $f_e = 400$ MPa

Tableau III. 3: Ferrailage du balcon

MU (kN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	A's (cm ²)	A	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)	ESP (cm)
5,4	0,021	Oui	0	0,026	13,35	1,16	5T8	2,51	20

$$St < \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \\ St < \min \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \dots \dots \text{Espacement vérifié}$$

b. Armatures de répartition :

$$\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2} \Leftrightarrow 0,75 \text{ cm}^2 \leq Ar \leq 1,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : $5T8/ml = 2,51 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications :**

a. Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 3,02 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 0,86 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{11,85 \cdot 10^3}{1000 \times 72} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

C. Vérification des contraintes:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

• **Position de l'axe neutre "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

• **Moment d'inertie "I" :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec : $n = 15 ; \eta = 1,6 (H.A) ; c' = 2,5 \text{ cm} ; d = 7,2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A'_s = 0$

On doit vérifier que :

$$\left\{ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \right.$$

Tableau III. 4: Vérification des contraintes.

$M_{ser}(\text{kNm})$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (mPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
4,09	2,51	2,21	1487,77	6,07	Vérifiée

On peut augmenter la section des armatures

En prendre $A_s = 2,51 \text{ cm}^2$ 5T8

d. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{70} = 0,21 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{3,02}{100 \times 13,5} = 0,0022 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{15}{70} = 0,21 \geq 0,09 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

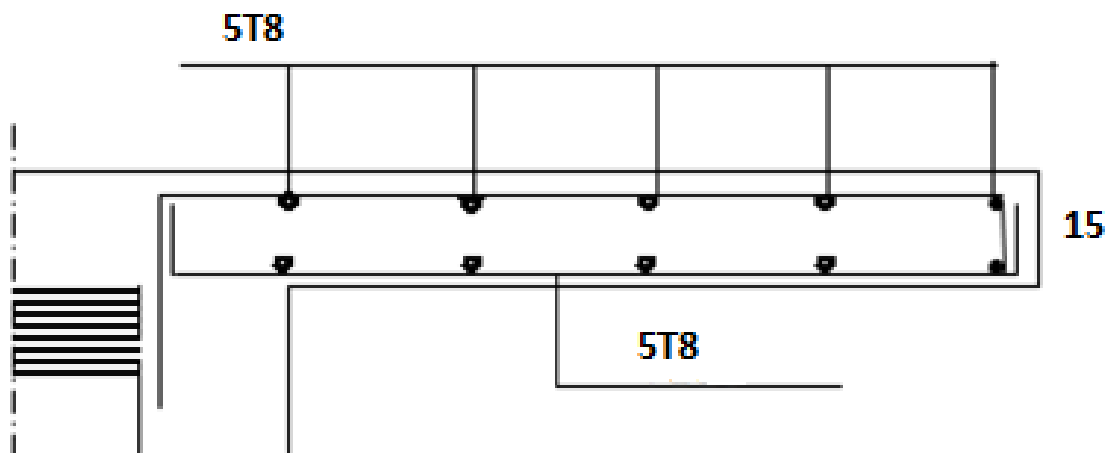


Figure III. 6: Schéma de ferrailage des balcons

III.3 Escalier

III.3.1 Introduction

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier : escalier a deux volées.

III.3.2 Définition des éléments d'un escalier :

Un escalier est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- Le contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

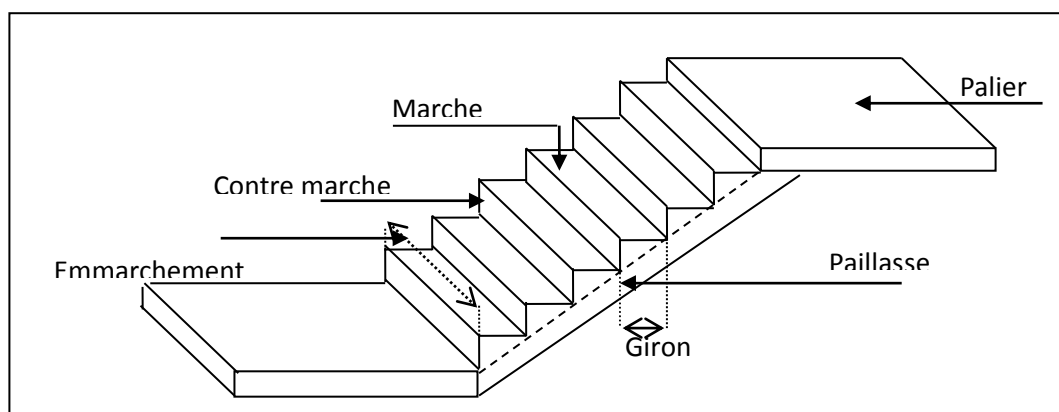


Figure III. 7: Eléments d'un escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

Avec : n : La racine de l'équation

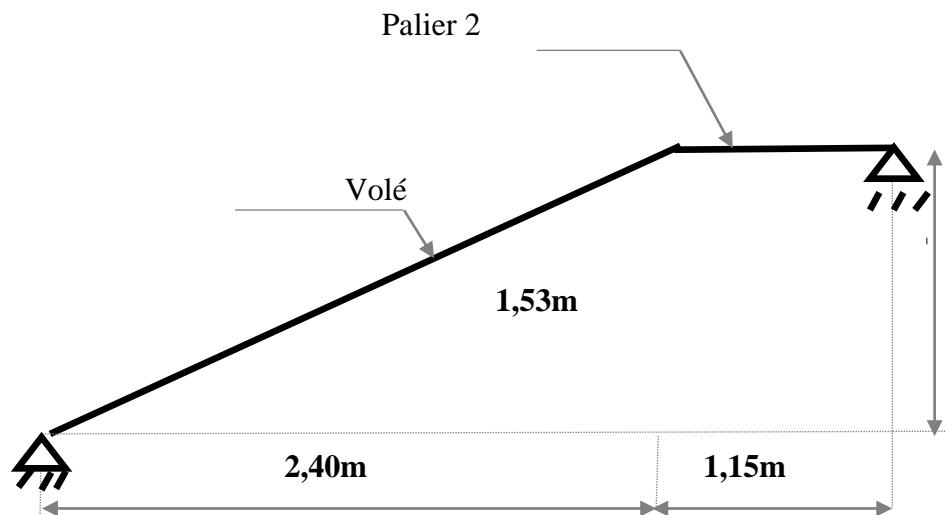


Figure III. 8: Schéma équivalent de volée

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

Solution :

$$n_1 = 0,53 \dots\dots\dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 9$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=9$
- le nombre des marches $n-1=8$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30cm$$

➤ **Vérification de l'équation de « BLONDEL » :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 13,33cm \leq e \leq 20cm$$

$$\text{Avec : } l = 1,15 + \sqrt{L^2 + H^2} = 1,15 + \sqrt{(2,4)^2 + (1,53)^2} = 4m$$

On prend donc l'épaisseur $e=18$ cm

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

➤ **Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

III.3.3 Evaluation des charges :

a) Palier :

• **Charges permanentes :**

- Carrelage (2 cm)0,40 kN/m²
- lit de sable (e=3cm) 0,54KN/m²
- Poids propre du palier 25×0,15 = 3,75 kN/m²
- Enduit de ciment20 ×0,02 = 0,4 kN/m²

$$\Sigma G = 5,09 \text{ kN/m}^2$$

• **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}$$

b) la volée :

• **Charge permanente :**

- Poids propre de la paillasse $25 \times 0,15 / \cos(32,52) = 4,44 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche $25 \times 0,17 / 2 = 2,13 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage (2cm) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Enduit de ciment $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- garde-corps en maçonnerie $= 0,6 \text{ kN/m}^2$

$$\Sigma G = 7,97 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation :** $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

III.3.4 Détermination des efforts internes :

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

a) Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Tableau III. 5: Charges à l'ELU et l'ELS

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
			q ₁ (KN/ml)	q ₂ (KN/ml)
Volée	7,97	2,5	14,50	10,47
Palier	5,09	2,5	10,62	7,59

Calcul des efforts :

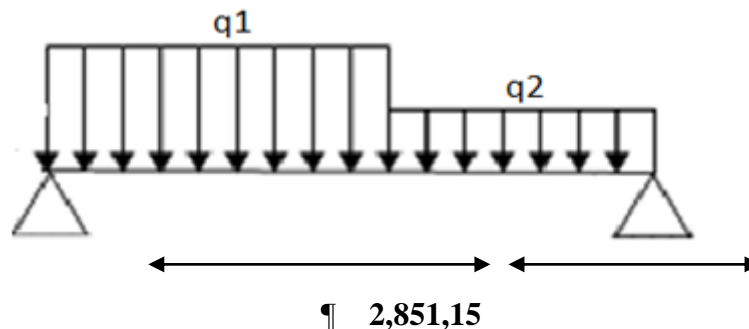


Figure III. 9: Schéma statique de l'escalier

La méthode utiliser pour déterminer les efforts tranchants et les moments maximums pour une poutre isostatique, c'est la méthode de la résistance des matériaux.

➤ **Les réactions**

$$\sum F_v=0 \rightarrow R_A + R_B = (10,62 \times 1,15) + (14,5 \times 2,85) = 53,53 \text{ kN}$$

$$\sum M/A=0 \rightarrow -(14,5 \times 2,85) \times 1,425 - (10,62 \times 1,15) \times 3,425 + R_B \times 4 = 0$$

$$\rightarrow R_B = 25,18 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A = 53,53 - 25,18 = 28,35 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$0 \leq x \leq 2,85$$

(à droite)

$$M(x) = -$$

$$7,25x^2 + 2$$

$$8,35x$$

$$M(0) = 0 \quad M(2,85) = 21,90 \text{ kN.m} \quad M(1,95) = 27,77 \text{ kN.m}$$

$$T(x) = -14,5x + 28,3$$

$$x = 1,95$$

$$T(0) = 28,35 \text{ kN} \quad T(2,85) = -12,97 \text{ kN}$$

$$0 \leq x \leq 1,15 \text{ (à gauche)}$$

$$T = 10,62x + 25,18$$

$$T(x) = 10,62x - 25,18$$

$$T(0) = -25,18 \text{ kN} \quad T(1,15) = -12,97 \text{ kN}$$

$$M(x) = -5,31x^2 + 25,18x$$

$$M(0) = 0 \quad M(1,15) = 24,11 \text{ kN.m}$$

III.3.5 Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 18 \text{ cm}; f_e = 400 \text{ MPa}; d = 0,9 h = 16,2 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ MPa};$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_u = 0,85 \times 27,77 = 23,60 \text{ kN m}$$

En appui : $M_a = 0,5M_u = 0,5 \times 27,77 = 13,88 \text{ KNm}$

Tableau III. 6: Calcul du ferrailage

	M_u [kNm]	μ	α	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	choix	$A_s^{Adoptée}$ [cm ²]
Travée	23,60	0,063	0,081	15,67	0	4,32	4T12	4,52
Appui	13,88	0,037	0,047	15,89	0	2,51	4T10	3,14

Espacement :

➤ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

➤ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

✓ **Armature de répartition :**

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 6T8 = 3.02 cm² avec $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.75 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 3T8 = 2.51 cm² avec $S_t = 30 \text{ cm}$

III.3.6 Vérifications :

A. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 16,2 \times 2,1 / 400 = 1,95 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{s \min} \dots\dots\dots$ vérifié

Sur appui : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s \min} \dots\dots\dots$ vérifié

B. L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \text{Min} (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ (Fissuration peu nuisible).

$$T_u = 28,35 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 28,35 \times 10^3 / (162) (1000)$$

$$\Rightarrow 1,75 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivante :

$$A_s \geq (T_u + M_u / 0,9d) \gamma_s / f_e$$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 28,35 - 13,88 / (0,9) (0,162) = -66,84 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction \Rightarrow pas de vérification de la section.

C. Vérification à l'E.L. S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

D. Vérification des contraintes du béton :

- **Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

- **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{ser} = 0,85 \times 20 = 17 \text{ kNm}$$

En appui : $M_a=0,5M_{ser}=0,5 \times 20 = 10 \text{KNm}$

Tableau III. 7: Vérification à l'E.L.S

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	17	4,52	4,05	12223,13	5,63	Vérifiée
Appui	10	3.14	3,12	6087,13	5,12	Vérifiée

E. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{4} = 0,037 \geq 0,0625 \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 16,2} = 0,00279 < 0,0105 \dots \text{vérifiée} \\ 0,037 < 0,1 \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 4 \text{ m} < 5 \text{ m.}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 8: Vérification de la flèche de l'escalier

$M_{ser}(\text{K Nm})$	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
20	4,52	0.0027	273,13	7,77	3,11	0.272	38944,15	13759,23	21097,42

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,723 \text{ cm} \\ f_v = 1,40 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.677 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,677 \text{ cm} < \bar{f} = 0,80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les résultats de Calcul de la flèche

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III. 9: Récapitulatif de la vérification des flèches

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	Δf (cm)	Observation
0,723	1,40	0.677	0.80	Vérifiée

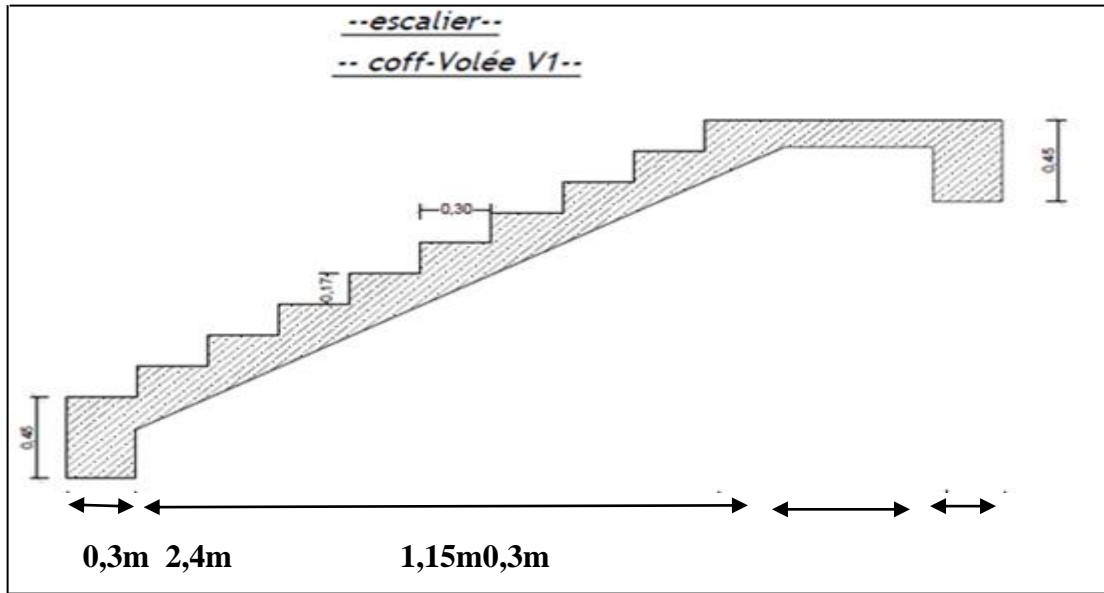


Figure III. 10: ferrailage des escaliers

III.4 Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **25cm**.

III.4.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

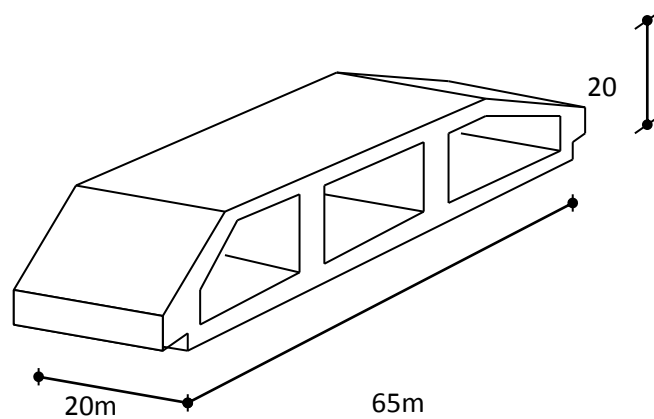


Figure III. 11: Coupe du plancher en corps creux

III.4.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

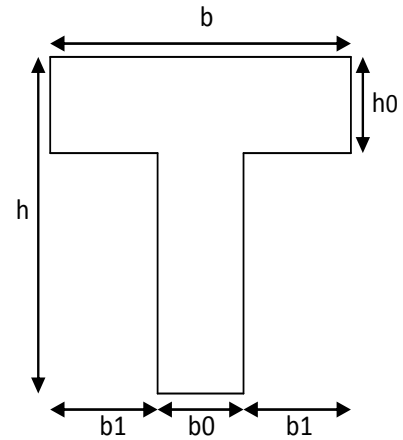


Figure III. 12: Schéma de poutrelle

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires $b = 2*b_1 + b_0$

$b_0 = (0,4 ; 0,6)*h = (10 ; 15)$ cm. On adopte $b_0 = 12$ cm.

Soit : **$b_0 = 12$ cm.**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 600 - 30 = 570 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2} ; \frac{570}{10} \right) = 26,5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit : **$b = 65$ cm**

III.4.1.2 Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

- A l'ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$

- A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,65 \times q_s$

Tableau III. 10: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G	Q	ELU		ELS	
			q_u	P_u	q_s	P_s
			(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/m ²)	(KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,58	1,00	10,38	6,74	7,58	4,92
Etages d'habitation	5,44	1,50	9,59	6,23	6,94	4,51

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

III.4.1.3 Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire**

➤ **Condition d'application :**

1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \text{MAX} \{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

4- La fissuration est non préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

- **Méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode**

- ❖ **Moment sur appuis**

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \text{ Appuis intermédiaires.}$$

- ❖ **Moment en travée**

$$(M_t) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

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

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

q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

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

On calcule, de chaque côté de l'appuis, les longueurs de travées fictives " l_w " à gauche et " l_e " à droite, avec :

$l'=l$pour une travée de rive

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

Où « l » représente la portée de la travée libre

❖ Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- ✓ 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- ✓ 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

* **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée $L=3,6 m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

Evaluation des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle 0,12x0,05x25=0,15kN/ml

Poids du corps creux 0,65x0,16x14=1,45kN/ml

G=1,606kN/ml

➤ **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,606 + 1,5 \times 0,65 = \mathbf{3,143 \text{ kN/ml}}$$

E.L.S : 2

$$q_s = G + Q = 1,606 + 0,65 = \mathbf{2,256 \text{ kN/ml}}$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,143 \times (3,6)^2}{8} = 5,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,256 \times (3,6)^2}{8} = 3,65 \text{ kN.m}$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 14,74 \text{ kNm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{5,09 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14,17} = 1,47 > 0,392 \Rightarrow A_s' \neq 0.$$

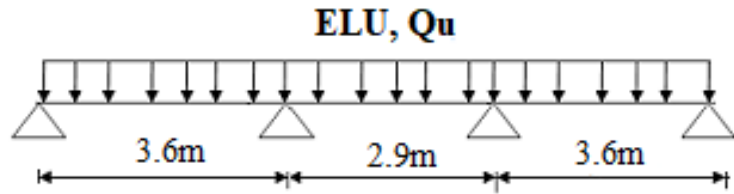
Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

Nous prévenons donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

2^{ème} Etape/Après le coulage de la table de compression:

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té ».

III.4.1.4 Les Différents types de poutrelles :



❖ **TYPE 1** : poutrelle à trois travées.

Vérification des conditions d'application :

❖ **Plancher étages d'habitation :**

$$G = 5,44 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants. **vérifier.**

Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

$$3,6/2,9 = 1,24 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle considère comme peu préjudiciable.

➤ **Exposée de la méthode :**

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

a. Calcul des moments :

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\}.$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée de rive}).$$

$$M_{t1} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée intermédiaire}).$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique)

- M_g et M_d : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée

- $M = 0.2 M_0$appui de rive

- $M = 0.6 M_0$pour une poutre à deux travées

- $M = 0.5 M_0$pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

- $M = 0.4 M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

b. Calcul des efforts tranchants :

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité.

Alors considère chaque travée séparément et en multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

$C = 1,15$ cas de travée de rive pour les poutres à deux travées.

$C = 1,1$ cas de travée de rive pour les poutres à plus de deux travées.

Application :**➤ Plancher étages d'habitation :**

Avec : $G = 5,44 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 6,23 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 4,51 \text{ KN/m}^2$$

Moments isostatiques**- À l'ELU :**

$$M_0^{AB} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,6)^2}{8} = 10,09 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,23 \times (2,9)^2}{8} = 6,5 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,23 \times (3,6)^2}{8} = 10,09 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_0^{AB} = 7,3 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 7,3$$

Moment aux appuis :**- À l'ELU**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \times 10,09 = 5,045 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 \times 10,09 = 2,018 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$- M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(7,3 ; 4,74) = 3,65 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max(4,74 ; 7,3) = 3,65 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,89} = 0,216$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1,2 + 0,3\alpha) = 1,26 \\ (1 + 0,3\alpha) = 1,06 \end{array} \right.$$

- À l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Travée A-B (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,06 \times 10,09 - \frac{0 + 5,045}{2} = 8,16 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,26}{2} \times 10,09 = 6,38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{tCD} = M_{tAB} = 8,16 \text{ KN.m}$$

Travée B-C : (travée d'intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,06 \times 6,54 - \frac{5,045 + 5,045}{2} = 1,88 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,26}{2} \times 6,54 = 3,48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- À P'ELS

Travée A-B :(travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,06 \times 7,3 - \frac{0 + 3,65}{2} = 5,9 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,26}{2} \times 7,3 = 4,6 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = M_{tCD} = 5,9 \text{ KN.m}$$

Travée B-C : (travée d'intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,06 \times 4,74 - \frac{3,65 + 3,65}{2} = 1,37 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,26}{2} \times 4,74 = 2,98 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les efforts tranchants

- À L'ELU

Travée A-B

$$V_A = \frac{6,23 \times 3,6}{2} = 11,21 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,1 \times V_A = -12,33 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1,1 \times \frac{6,23 \times 2,9}{2} = 9,93 \text{ KN}$$

$$V_C = 1,1 \times \frac{6,23 \times 2,9}{2} = -9,93 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_C = 1,1 \times \frac{6,23 \times 3,6}{2} = 12,33 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{6,23 \times 3,6}{2} = -11,21 \text{ KN}$$

- À P'ELS

Travée A-B

$$V_A = \frac{4,51 \times 3,6}{2} = 8,11 \text{KN}$$

$$V_B = 1,1 \times V_A = -8,92 \text{KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1,1 \times \frac{4,51 \times 2,9}{2} = 7,19 \text{KN}$$

$$V_C = 1,1 \times \frac{4,51 \times 2,9}{2} = -7,19 \text{KN}$$

Travée C-D

$$V_C = 1,1 \times \frac{4,51 \times 3,6}{2} = 8,9 \text{KN}$$

$$V_D = \frac{4,51 \times 3,6}{2} = -8,11 \text{KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

Type 1 :**Tableau III. 11: Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.**

Travée	L	P _u	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	(m)	(KN/m)	(Kn.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
A-B	3,6	6,23	10,09	0	5,045	8,16	11,21	-12,33
B-C	2,9	6,23	6,54	5,045	5,045	2,68	9,93	-9,93
C-D	3,6	6,23	10,09	5,045	0	8,16	12,33	-11,21

Tableau III. 12: Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.

Travée	L	P _s	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
A-B	3,6	4,51	7,3	0	3,65	5,9	8,11	-8,92
B-C	2,9	4,51	4,74	3,65	3,65	2,98	7,19	-7,19
C-D	3,6	4,51	7,3	3,65	0	5,9	8,9	-8,11

III.4.1.5 Ferrailage des poutrelles :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 8,16 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 5,054 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 12,33 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 5,9 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 3,65 \text{ kNm}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

a. Ferrailage longitudinal en travée :

$$h = 21 \text{ cm} ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} ; \quad d = 0,9h = 18,9 \text{ cm} ; \quad \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \\ f_c = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 75,52 \text{ kNm}$$

$$M_{ab} = 75,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{tu} = 8,16 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

▪ **Calcul des armatures**

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{f_{bc} d^2 b} = \frac{8,16 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,65 \times 0,189^2} = 0,024 < 0,392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_s = 10\% \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a } \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392$$

$$\mu_{bc} < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0,03$$

$$Z = 189 \times (1 - 0,4 \times 0,03) = 186,73 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{8,16 \times 10^{-6}}{348 \times 186,73} = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$, A_s = 1,25 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1}{400} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{1,25 \text{ cm}^2; 1,48 \text{ cm}^2\} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures: **3T10** ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$).

b. Ferrailage longitudinal sur appuis :

$$\text{On a: } M_{au}^{\max} = 5,045 \text{ kNm} < M_{tab}$$

\Rightarrow L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,045 \times 10^6}{120 \times 189^2 \times 14,17} = 0,083$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083}) = 0,108$$

$$z = 189 \times (1 - 0,4 \times 0,108) = 180,83$$

$$A = \frac{M_a}{z \times \sigma_s} = \frac{5,045 \times 10^6}{180,83 \times 348} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,273 \text{ cm}^2$$

On choisit : **1T12+1T10** $A_s=1,92 \text{ cm}^2$.

III.4.1.6 Vérifications :

a. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max}=22,88 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,543 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=11,21 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{11,21 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,549 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,32 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{12,33 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,604 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes**

- **Vérification des contraintes des armatures**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit

vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $c=c'=2\text{cm}$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III. 13: Vérification de la contrainte de béton.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(mPa)$	Vérification
Travée	5,9	2,37	4,033	9278,81	2,56	Vérifiée
Appuis	3,65	1,92	3,673	7751,24	1,72	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{h}{L} = 0,0506 < 0,0625$non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 < 0,0105$vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \frac{h}{L} = 0,0506 < 0,0730$non vérifiée

Avec :

$h = 21cm$; $b_0 = 12cm$; $d = 18.9cm$; $L = 3,6 m$; $M_{tser} = 5,9kNm$; $M_0 = 10,09kNm$;

$A_s = 2,37cm^2$; $f_e = 400MPa$.

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5,00 m$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00 m$

Donc : $\bar{f} = \frac{415}{500} = 0,83 cm$

- **Position de l'axe neutre « y_1 » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 14: Calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
5,9	2,37	7,20	0,01	131,7	3,93	1,57	0,61	23277,7	7567,7	13108,09

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,315 \text{ cm} \quad (L = 3,6 \text{ m})$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,54 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,24 \text{ cm} < \bar{f} = 1,14 \text{ cm}$$

- **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE240 ($f_e = 235 \text{ MPa}$)

- **Selon le C.B.A 93 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

- **RPA 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,60 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm})$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc :

- Selon le C.B.A 93:
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0047cm$
 - $S_t \leq 17.01cm$
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.012cm$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » :

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 cm$
- $S_t \leq 5,25 cm.....Zone nodale$
- $S_t \leq 10,50 cm.....Zone courante$

• **Choix des armatures :**

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,56 cm^2$$

On adopte : $A_t=2\phi 6=0,57cm^2$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83cm$$

$$Donc : \begin{cases} S_t = 5cm.....Zone nodale \\ S_t = 10cm.....Zone courante \end{cases}$$

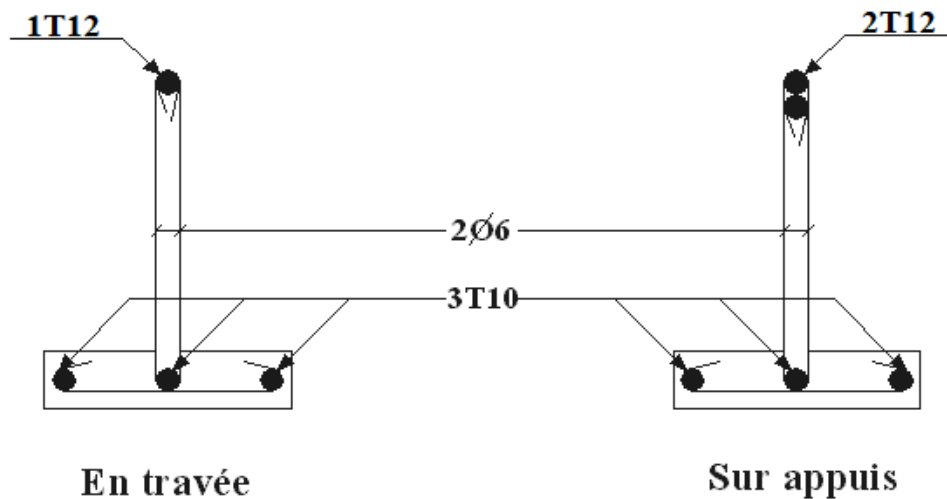


Figure III. 13: Ferrailage des poutrelles.

CHAPITRE IV

Etude Dynamique Et

Sismique

IV.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA 99 Version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS V.16** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Etude sismique :

IV.2.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.2.2 Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage **bureaux**. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (*RPA99 version 2003*) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

IV.3.1 La méthode statique équivalente :

a. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b. Conditions d'application

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30 m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III:

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV.3.2 La méthode modale spectrale :

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

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

1. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

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

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

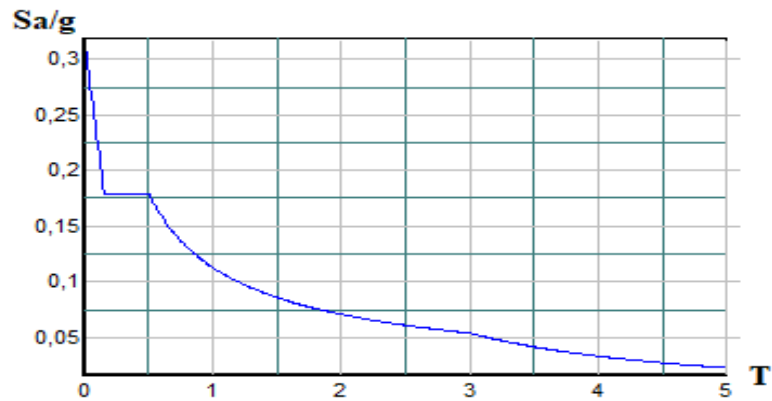


Figure IV. 1: Spectre de réponse

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité.

2. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le *RPA99 version 2003* est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

➤ A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage : II} \\ \text{zone sismique : III} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,25$$

➤ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site

$$\text{Catégorie } S_3 \longrightarrow \text{site meuble} \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques. Les formules empiriques à utiliser selon l'**RPA99 version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} \quad ; \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 de (**RPA99 version 2003**), $C_T = 0,05$.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, $h_N = 30,60$ m.

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(30,60)^{3/4} = 0,65 \text{ sec}, \text{ dans les deux directions.}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\begin{cases} D_x = 28,70 \text{ m} \\ D_y = 12,10 \text{ m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,514 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,791 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,65; 0,514) = 0,514 \text{ sec.}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,65; 0,791) = 0,65 \text{ sec.}$

Selon les prescriptions de **(RPA99 version 2003)**, la période déterminée à partir d'une analyse dynamique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Cette valeur de la période empirique pondéré par le coefficient 1,3 (30%) sera utilisée pour le calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente, les règlements parasismiques exigent cette majoration afin de ne pas excessivement pénaliser l'effort de calcul, le choix de cette période soit limité comme suit :

$$T_{analytique} \leq T_{empirique} \Rightarrow T_{analytique} \leq T_{empirique}$$

$$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 \times T_{empirique}$$

$$1,3 \times T_{empirique} \leq T_{analytique} \leq 1,3 \times T_{empirique}$$

$$\text{Estimation de la période empirique : } \begin{cases} T_x = 1,3 \times T_{empirique} = 0,668 \text{ s} \\ T_y = 1,3 \times T_{empirique} = 0,845 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5\eta \left(\frac{0,50}{0,668} \right)^{2/3} = 1,81 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{0,50}{0,845} \right)^{2/3} = 1,55 \end{array} \right.$$

R : coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Pour le cas de notre bâtiment, le

système de contreventement choisi est un système portiques contreventés par des voiles avec interaction (**R=5**).

➤ **Q : facteur de qualité :**

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non" (**RPA 99 version 2003**).

Tableau IV. 1: Valeurs de pénalité P_q

Critère q »	Valeurs des pénalités P_q			
	P_q		X-X	Y-Y
	Observé	N/observé		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0
4. Régularité en elevation	0	0,05	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1	0	0

Sens x-x : $Q=1+(0.05+0+0+0+0+0)=1.05$

Sens y-y : $Q=1+(0.05+0+0+0+0+0)=1.05$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,25(1,81)(1,05)}{5} W = 0,095 W \quad \Rightarrow V^x = 0,095 W$$

$$V^y = \frac{0,25(1,55)(1,05)}{5} W = 0,081 W \quad \Rightarrow V^y = 0,081 W$$

IV.4 Résultat de l'analyse sismique :

IV.4.1 Modèle initial

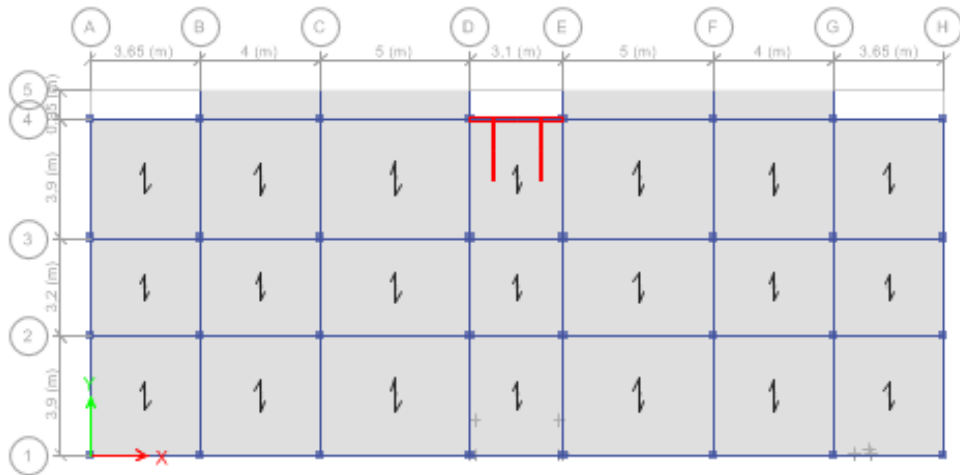


Figure IV. 2: Modèle Initial.

Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,67$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12 mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Tableau IV. 2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

		Facteur de participation massique (%)					
Modes	Période(s)	Modes	Période(s)	Modes	Période(s)	Modes	Période(s)
1	1,675	1	1,675	1	1,675	1	1,675
2	1,562	2	1,562	2	1,562	2	1,562
3	1,237	3	1,237	3	1,237	3	1,237
4	0,543	4	0,543	4	0,543	4	0,543
5	0,515	5	0,515	5	0,515	5	0,515
6	0,335	6	0,335	6	0,335	6	0,335
7	0,316	7	0,316	7	0,316	7	0,316
8	0,255	8	0,255	8	0,255	8	0,255
9	0,218	9	0,218	9	0,218	9	0,218
10	0,165	10	0,165	10	0,165	10	0,165
11	0,152	11	0,152	11	0,152	11	0,152
12	0,149	12	0,149	12	0,149	12	0,149

- Le 1^{er} mode est un mode de rotation qu'il faut éviter par l'ajout des voiles de contreventements dans la structure. Donc, dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre nécessaire et la position des voiles rajoutés qui vérifient les critères de sécurité imposées par (*RPA 99 version 2003*).

IV.4.2 Modèle 1 :

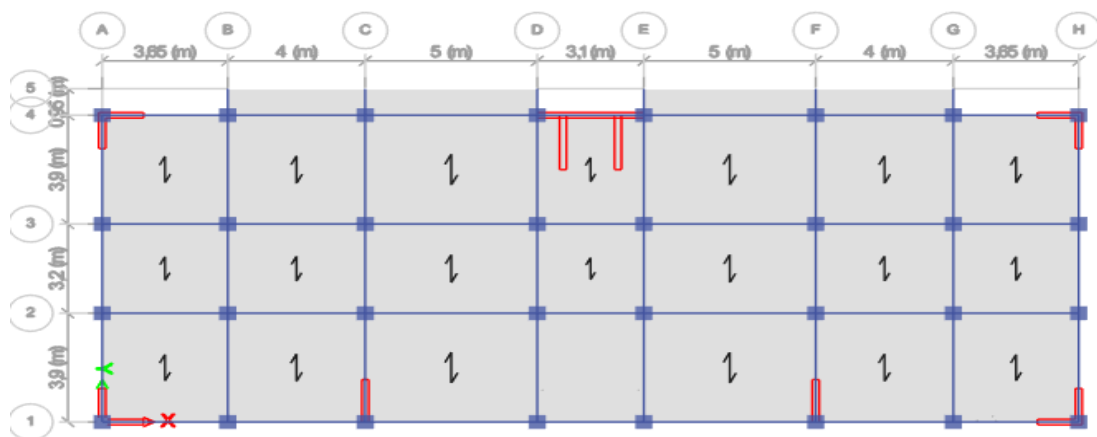


Figure IV. 3: Modèle 1

• **Caractéristiques dynamiques propres :**

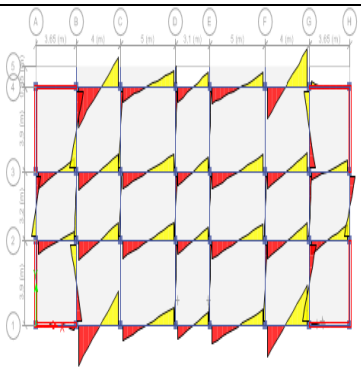
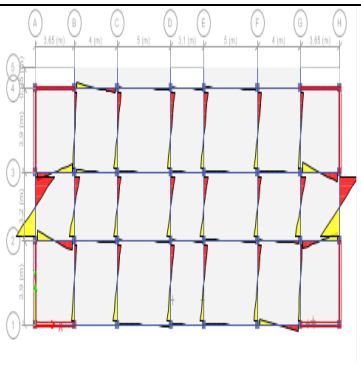
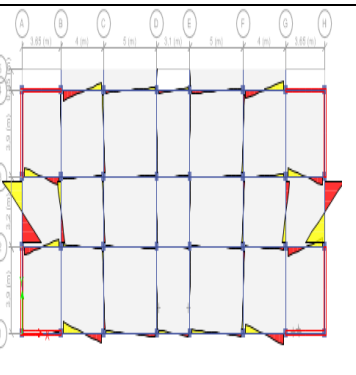
Tableau IV. 3: Période et facteurs de participation massique du modèle 1.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,455	0,0002	0,7072	0,0	0,0002	0,7072	0,0
2	1,278	0,5904	0,0501	0,0	0,5906	0,7073	0,0
3	1,128	0,1033	0,0002	0,0	0,6939	0,7075	0,0
4	0,408	0,0007	0,1437	0,0	0,6946	0,8512	0,0
5	0,362	0,1132	0,0014	0,0	0,8078	0,8526	0,0
6	0,292	0,0446	0,0001	0,0	0,8524	0,8526	0,0
7	0,184	0,0012	0,0585	0,0	0,8536	0,9111	0,0
8	0,165	0,0442	0,0022	0,0	0,8978	0,9133	0,0
9	0,126	0,02	0,0001	0,0	0,9177	0,9133	0,0
10	0,103	0,0011	0,0311	0,0	0,9189	0,9444	0,0
11	0,093	0,0239	0,0018	0,0	0,9428	0,9462	0,0
12	0,07	0,0091	2,83E-06	0,0	0,9519	0,9462	0,0

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,45$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Tableau IV. 4: les trois premiers modes

Le 1 ^{er} mode est un mode de translation	Le 2 ^{ème} mode est un mode de translation	Le 3 ^{ème} mode est un mode de rotation
		

- **Résultante des forces sismiques :**

Tableau IV. 5: Calcul de la force sismique à la base

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0,8V (kN)	Vt (kN)	r
X-X	0,25	1,81	1,05	5,0	31345,87	2978,64	2382,91	2560,45	0,93
Y-Y	0,25	1,55	1,05	5,0	31345,87	2550,77	2040,61	2415,22	0,84

- **Vérification des déplacements inter étage :**

Tableau IV. 6: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement modèle 1

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
9	3,461	4,316	17,305	21,580	1,72	2,91	3,06	Vérifiée
8	3,116	3,733	15,581	18,668	1,86	1,13	3,06	Vérifiée
7	2,744	3,505	13,720	17,528	2,02	1,88	3,06	Vérifiée
6	2,342	3,128	11,713	15,644	3,11	3,09	3,06	Non Vérifiée
5	1,718	2,510	8,593	12,551	1,16	3,70	3,06	Non Vérifiée
4	1,486	1,768	7,434	8,841	2,08	1,68	3,06	Vérifiée
3	1,070	1,430	5,350	7,152	1,93	2,55	3,06	Vérifiée
2	0,683	0,919	3,416	4,597	1,64	2,225	3,06	Vérifiée
1	0,353	0,474	1,769	2,372	1,23	1,670	3,06	Vérifiée
RDC	0,107	0,140	0,537	0,701	0,53	0,701	3,06	Vérifiée

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le (**RPA99 version 2003**)

• **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

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

Condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

- v : effort normal réduit
- N_d : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.
- B_c : section brute de l'élément.
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Bien que les portiques ne reprennent que les charges verticales, Nous avons jugé important de vérifier les poteaux sous la combinaison sismique

- G+Q+Ex
- G+Q+Ey

Tableau IV. 7: vérification de l'effort normal réduit pour le modèle1

Niveau	B_c (cm ²)	N_d	N	V_{RPA}	Observations
RDC → 2 ^{ème}	40x40	1374,92	0,34	0,3	non vérifiée
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35x35	950,37	0,31	0,3	non vérifiée
5 ^{ème} → 9 ^{ème}	30x30	581,82	0,30	0,3	Vérifiée

Remarque:

La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée, nous proposons de l'augmentation des sections des poteaux dans le modèle suivant comme suit :

Tableau IV. 8: choix des sections des poteaux

Niveau	S _{poteaux}
RDC → 1 ^{er}	50x50
2 ^{ème} → 3 ^{ème}	45x45
4 ^{ème} → 5 ^{ème}	40x40
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	35x35
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30x30

IV.4.3 Modèle 2:

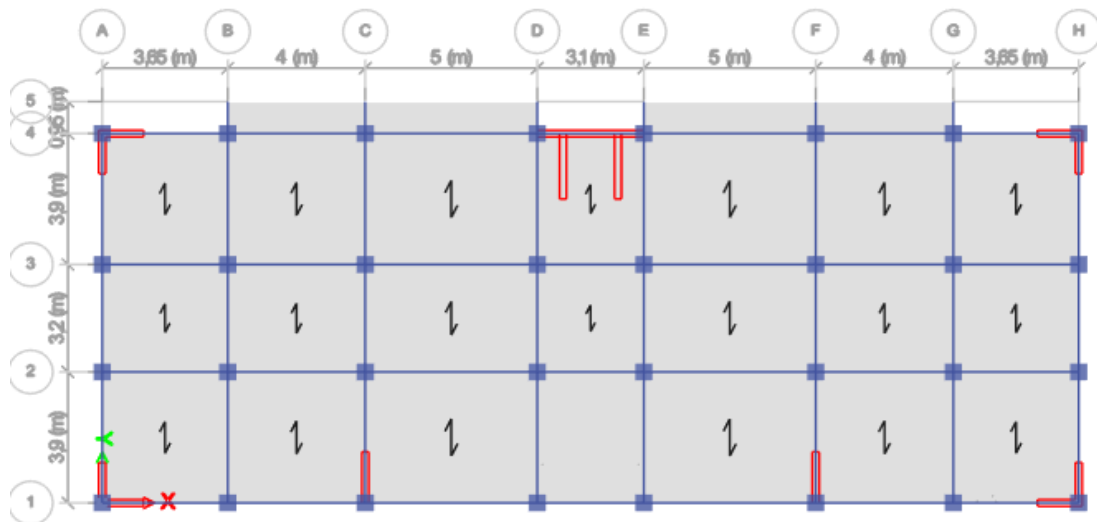


Figure IV. 4: Modèle 2

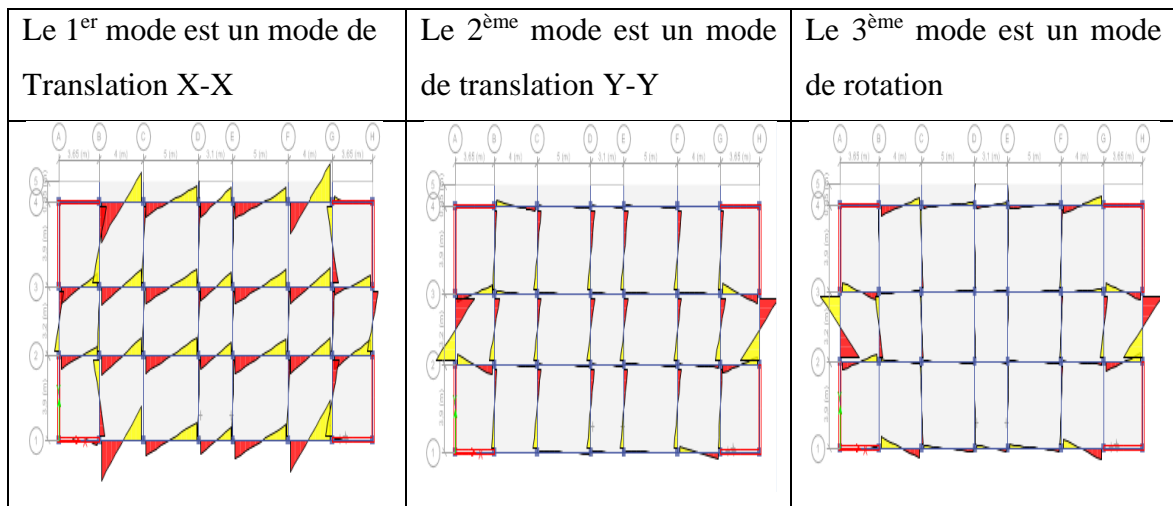
Caractéristiques dynamiques propres :**Tableau IV. 9: Période et facteurs de participation massique du modèle 2**

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,964	0,6677	0	0,0	0,6677	0	0,0
2	0,941	0	0,7101	0,0	0,6677	0,7101	0,0
3	0,776	0,0349	0	0,0	0,7025	0,7101	0,0
4	0,29	0,1195	0	0,0	0,8221	0,7101	0,0
5	0,284	0	0,1445	0,0	0,8221	0,8546	0,0
6	0,229	0,0345	0	0,0	0,8566	0,8546	0,0
7	0,142	0,0427	0	0,0	0,8993	0,8546	0,0
8	0,134	0	0,0594	0,0	0,8993	0,914	0,0
9	0,107	0,0206	0	0,0	0,9199	0,914	0,0
10	0,085	0,0223	0	0,0	0,9422	0,914	0,0
11	0,078	0	0,033	0,0	0,9422	0,947	0,0

• CONSTATATIONS :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,96$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Tableau IV. 10: les trois premiers modes

Résultante des forces sismique :

Tableau IV. 11: Calcul de la force sismique à la base

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V	0,8V (kN)	Vt (kN)
X-X	0,25	1,81	1,05	5,0	31561,87	2999,17	2399,33	2993,59
Y-Y	0,25	1,55	1,05	5,0	31561,87	2568,34	2054,67	3022,20

Conclusion :

La condition une poséé par 1 RPA est vérifiée $V_{tx} > 0,8V_x$ et $V_{ty} > 0,8V_y$

a).Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV. 12: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement modèle 2

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
9	3,376	4,336	16,881	21,684	1,466	1,812	3,06	Vérifié
8	3,082	3,974	15,414	19,872	1,658	2,050	3,06	Vérifié
7	2,751	3,56	13,756	17,821	1,878	2,332	3,06	Vérifié
6	2,375	3,097	11,877	15,489	2,038	2,564	3,06	Vérifié
5	1,967	2,584	9,838	12,924	2,072	2,678	3,06	Vérifié

4	1,553	2,049	7,766	10,245	2,071	2,721	3,06	Vérifié
3	1,139	1,504	5,695	7,524	1,940	2,608	3,06	Vérifié
2	0,750	0,983	3,754	4,915	1,740	2,344	3,06	Vérifié
1	0,402	0,514	2,014	2,571	1,355	1,787	3,06	Vérifié
RDC	0,131	0,156	0,658	0,783	0,658	0,783	3,06	Vérifié

a.5.Vérification de l'effort normal réduit : (Art. 7.4.3.1, RPA 99/version2003)

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

- **v**: effort normal réduit
- **N_d** : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.
- **B_c**: section brute de l'élément.
- **f_{c28}** : résistance caractéristique du béton.

Bien que les portiques ne reprennent que les charges verticales, Nous avons jugé important de vérifier les poteaux sous la combinaison sismique

- G+Q+Ex
- G+Q +Ey

Tableau IV. 13: vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2

Niveau	S _{poteaux}	N _d	N	VRPA	Observations
RDC → 1 ^{er}	50x50	1710,04	0,27	0,3	Vérifiée
2 ^{ème} → 3 ^{ème}	45x45	1299,23	0,25	0,3	Vérifiée
4 ^{ème} → 5 ^{ème}	40x40	936,33	0,23	0,3	Vérifiée
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	35x35	607,94	0,20	0,3	Vérifiée
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30x30	310,46	0,15	0,3	Vérifiée

IV.5 Vérification des conditions du facteur de comportement R

- Dans nos calculs nous avons pris $R=5$, donc selon le RPA il faut justifier que :

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

a. Justification des voiles sous charges verticales

- On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base avec le logiciel **ETABS**
- La portance des voiles

$$= \frac{\text{Les charges reprises par les voiles}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{6152,10}{31561,87} \times 100 = 19,49\% < 20\%$$

IV.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\text{Avec : } \theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad (4.5) \quad [3]$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Tableau IV. 14: Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle 2

NIV	Pk (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hk(cm)	Θ_x	Θ_y	Obs
9	3343,410	662,077	686,759	1,466	1,812	306	0,024193	0,0288	Vérifiée
8	3285,267	1162,926	1181,831	1,658	2,050	306	0,01530	0,0186	Vérifiée
7	3183,877	1564,88	1580,01	1,878	2,332	306	0,012486	0,0153	Vérifiée
6	3235,900	1897,809	1915,049	2,038	2,564	306	0,0113	0,0141	Vérifiée
5	3140,630	2180,435	2198,359	2,072	2,678	306	0,00975	0,0125	Vérifiée
4	3094,728	2430,967	2451,199	2,071	2,721	306	0,00861	0,0112	Vérifiée
3	3057,602	2641,996	2666,664	1,940	2,608	306	0,00733	0,0097	Vérifiée
2	3057,602	2810,73	2839,64	1,740	2,344	306	0,00618	0,0082	Vérifiée
1	3057,602	2936,664	2967,482	1,355	1,787	306	0,00461	0,00601	Vérifiée
RDC	3105,248	2993,590	3022,203	0,658	0,783	306	0,00223	0,00262	Vérifiée

Conclusion :

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

CHAPITRE V

Ferraillage Des éléments structuraux

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**, pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.2 Ferrailage des poteaux

a. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, qui ont un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.
- Caractéristiques du béton et de l'acier :

Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

b. Combinaison d'action

On fait le calcul pour les situations suivantes :

Selon CBA 93

Situation durable : **ELU** : 1,35G+1,5Q
 ELS : G+Q

Selon RPA 99

Situation accidentelle : G+Q+E
 0,8G±E

Selon ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr}).
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}).

- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}).

c. Recommandation selon RPA99 version 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Pour une zone sismique III leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

1. Situation durable

Combinaison : **1,35G + 1,5Q**

- (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux situation durable (N_{\max} , M_{corr}).

Niveaux	Sections [cm^2]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm^2]	$A_{s \text{ min}}$ RPA [cm^2]
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	388,08	10,41	SEC	0	8,1
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	760,63	9,41	SEC	0	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	1141,88	4,72	SEC	0	14,40
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	1537,53	3,74	SEC	0	18,22
RDC /1 ^{er}	50x50	1952,77	2,03	SEC	0	22,50

- (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections [cm ²]	M^{\max} [kN.m]	N^{corr} [kN]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s min RPA [cm ²]
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	42,80	113,90	SPC	3,44	8,1
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	34,99	327,65	SEC	0	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	36,43	553,29	SEC	0	14,40
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	31,07	794,69	SEC	0	18,22
RDC /1 ^{er}	50x50	26,05	1518,36	SEC	0	22,50

2. Situation accidentelle

Combinaison : **G+Q+E**

- (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V. 4: Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Sections [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s min RPA [cm ²]
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	310,46	52,74	SPC	1,84	8,1
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	607,94	60,30	SEC	0	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	936,33	44,56	SEC	0	14,40
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	1299,23	54,91	SEC	0	18,22
RDC /1 ^{er}	50x50	1710,04	142,79	SEC	0	22,50

- (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V. 5: Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s min RPA [cm ²]
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	27,36	62,84	SPC	6,06	8,1
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	70,42	100,45	SPC	7,79	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	40,59	87,65	SPC	5,71	14,40
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	12,06	24,46	SPC	1,31	18,22
RDC /1 ^{er}	50x50	30,97	79,69	SPC	3,93	22,50

- (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections [cm ²]	M^{\max} [kN.m]	N^{corr} [kN]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s min RPA [cm ²]
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	71,08	64,32	SPC	6,62	8,1
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	100,45	70,42	SPC	7,79	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	128,39	87,33	SPC	8,33	14,40
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	146,10	103,85	SPC	7,96	18,22
RDC /1 ^{er}	50x50	275,05	310,21	SEC	15,14	22,50

Combinaison : **0,8G+E**

- (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V. 7: Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Sections [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s min RPA [cm ²]
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	223,39	54,10	SPC	2,89	8,1
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	429,88	90,23	SPC	3,06	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	668,37	125,39	SPC	2,10	14,40
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	990,48	130,30	SEC	0	18,22
RDC /1 ^{er}	50x50	1316,46	141,62	SEC	0	22,50

- (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V. 8: Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s min RPA [cm ²]
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	14,58	35,82	SPC	3,3	8,1
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	9,45	66,38	SPC	5,37	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	57,67	85,06	SPC	5,31	14,40
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	150,60	82,24	SPC	3,16	18,22
RDC /1 ^{er}	50x50	205,24	139,03	SPC	5,17	22,50

- $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$:

Tableau V. 9: Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E (Mmax, Ncorr).

Niveaux	Sections [cm ²]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	Sollicitation	A _s [cm ²]	A _s min RPA [cm ²]
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	66,50	94,21	SPC	5,75	8,1
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	85,08	110,3	SPC	8,6	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	124,31	157,56	SPC	10,33	14,40
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	245,87	214,12	SPC	13,97	18,22
RDC /1 ^{er}	50x50	141,62	1316,46	SEC	0	22,50

d. Choix des armatures

Remarque : le ferrailage donné par le *SOCOTEC* correspond au ferrailage d'une seule face du poteau.

Tableau V. 10: Choix des Armatures des Poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} /face (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	Choix des armatures	A _s adopté (cm ²)
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	6,62	8,1	27	54	8T14	12,31
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	8,6	11,02	36,75	73,5	8T14	12,31
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	10,33	14,40	48	96	8T16	16,08
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	13,97	18,22	60,75	121,5	4T16+8T14	20,35
RDC /1 ^{er}	50x50	15,14	22,50	75	150	4T20+8T16	28,65

e. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous $(M_{\text{ser}}, N_{\text{ser}})$, puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Acier : Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- $N^{\text{ser}}_{\text{max}}$, $M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$:

Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	$N^{\text{ser}}_{\text{max}}$ (kN)	$M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$ (kN.m)	A_s adopté (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_s add (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	283,249	7,541	12,31	16,90	250	5,15	15	ok
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	554,095	6,821	12,31	38,3	250	6,05	15	ok
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	831.38	7,798	16,08	46,4	250	6 ,65	15	ok
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	1119.28	8.126	20.35	51	250	6,88	15	ok
RDC /1 ^{er}	50x50	1421,62	3,613	28,65	52,80	250	6,85	15	ok

- ($M^{\text{ser}}_{\text{max}}$, $N^{\text{ser}}_{\text{corr}}$) :

Tableau V. 12: Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	$M^{\text{ser}}_{\text{max}}$ (kN.m)	$N^{\text{ser}}_{\text{corr}}$ (kN)	A_s adopté (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_s add (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	30,915	83,123	12,31	85,20	250	7,96	15	ok
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	7.72	310,04	12,31	16,80	250	3,86	15	ok
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	7,24	339,064	16,08	15.70	250	3,04	15	ok
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	22,394	481,521	20.35	11,11	250	4,03	15	ok
RDC /1 ^{er}	50x50	18,899	1105,96	28,65	34,60	250	5,98	15	ok

f. Vérification De L'effort Tranchant

• Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux carré.

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement ;

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée ;

b : la largeur de la section étudiée ;

d : la hauteur utile ;

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

• **Selon le BAEL [1]**

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible ;

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa)$Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

• **Selon RPA99 version 2003 [2]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau, $\lambda = \frac{L_f}{i}$

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée ;

B : Section du poteau ;

L_f : Longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7 L_0$.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 13: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30x30	21,648	0,267	24,73	0,075	1,875	2,5	ok
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	16,693	0,151	21,20	0,075	1,875	2,5	ok
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	17,970	0,125	18,55	0,075	1,875	2,5	ok
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	15,461	0,085	16,48	0,075	1,875	2,5	ok
RDC /1 ^{er}	50x50	12,429	0,055	14,84	0,075	1,875	2,5	ok

Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93 et celles du RPA99 version 2003, elles sont données comme suit :

- Selon CBA 93

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales ;

b : Largeur de la section droite ;

h : Hauteur de la section droite ;

S_t : Espacement des armatures transversales ;

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales ;

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales ;

S_t : Espacement des armatures transversales ;

T_u : Effort tranchant à l'ELU ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales ;

h : Hauteur totale de la section brute ;

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III)}.$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant regroupe les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 14: Espacements maximaux selon RPA99 pour les poteaux.

Niveaux	section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30 x30	8T14	14	10	15
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	8T14	14	10	15
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40 x40	8T16	16	10	15
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	4T16+8T14	14 et 16	10	15
RDC /1 ^{er}	50x50	4T20+8T16	16 et 20	10	15

- Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 15: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{\max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30 x30	2,142	7,14	2,50	21,648	N	10	0,45	4T8	2,01
						C	15	0,67	4T8	2,01
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	2,142	6,12	2,50	16,693	N	10	0,30	4T8	2,01
						C	15	0,45	4T8	2,01
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	2,142	5,355	2,50	17,970	N	10	0,28	4T8	2,01
						C	15	0,42	4T8	2,01

2 ^{ème}	45x45	2,142	4,76	3,75	15,461	N	10	0,32	4T8	2,01
3 ^{ème}						C	15	0,48	4T8	2,01
RDC /1 ^{er}	50x50	2,142	4,284	3,75	12,429	N	10	0,23	4T8	2,01
						C	15	0,35	4T8	2,01

g. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \varnothing_1$ en zone III.

Pour :

- $\varnothing = 20$ mm..... $L_r = 100$ cm
- $\varnothing = 16$ mm..... $L_r = 80$ cm
- $\varnothing = 14$ mm..... $L_r = 70$ cm

h. Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple,

La section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

N_u : Effort normal de compression simple pondéré ;

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire ;

α : Coefficient de réduction en fonction de λ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{Pour un poteau carré}$$

L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7 L_0$

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa

f_e : contrainte limite élastique les aciers $f_e = 400$ MPa

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

$$B_r = (a - 0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]} \text{ pour un poteau carré.}$$

1. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_{u(RDC)} = 1958,77 \text{ kN}$$

- Poids du plancher.....(5,44x15,975) = 86,90 kN
 - Poids du poteau.....(0,5)² x (3,06 - 0,45) x 25 = 16,31 kN
 - Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 15,18 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 8,53 \text{ kN}$
- | |
|-------------------------|
| $G = 126,92 \text{ kN}$ |
|-------------------------|
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 15,975 = 39,93 \text{ kN}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 231,237 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 2190,007 \text{ kN}$$

2. Calcul du ferrailage

Le poteau du sous-sol est de section carré $B = 50 \times 50 \text{ cm}^2$

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 14,44 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 3,06,10^2}{14,44} = 14,83 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,820$$

$$B_r = (50 - 2)^2 = 2304 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2190,007 \times 10^3}{0,820} - \frac{2304 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$A_s \geq -36,70 \text{ cm}^2$$

Le calcul du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol en compression simple, sous un effort normal à la base égal à « 2190,007 kN » a donné une section inférieure à celle exigée par l'**RPA99 V2003** ($A_{s \text{ min}} = 22,50 \text{ cm}^2$),

Notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC,

$$\text{Soit : } A_s = 4T20+8T16 = 28,65 \text{ cm}^2.$$

- Schéma de ferrailage des poteaux

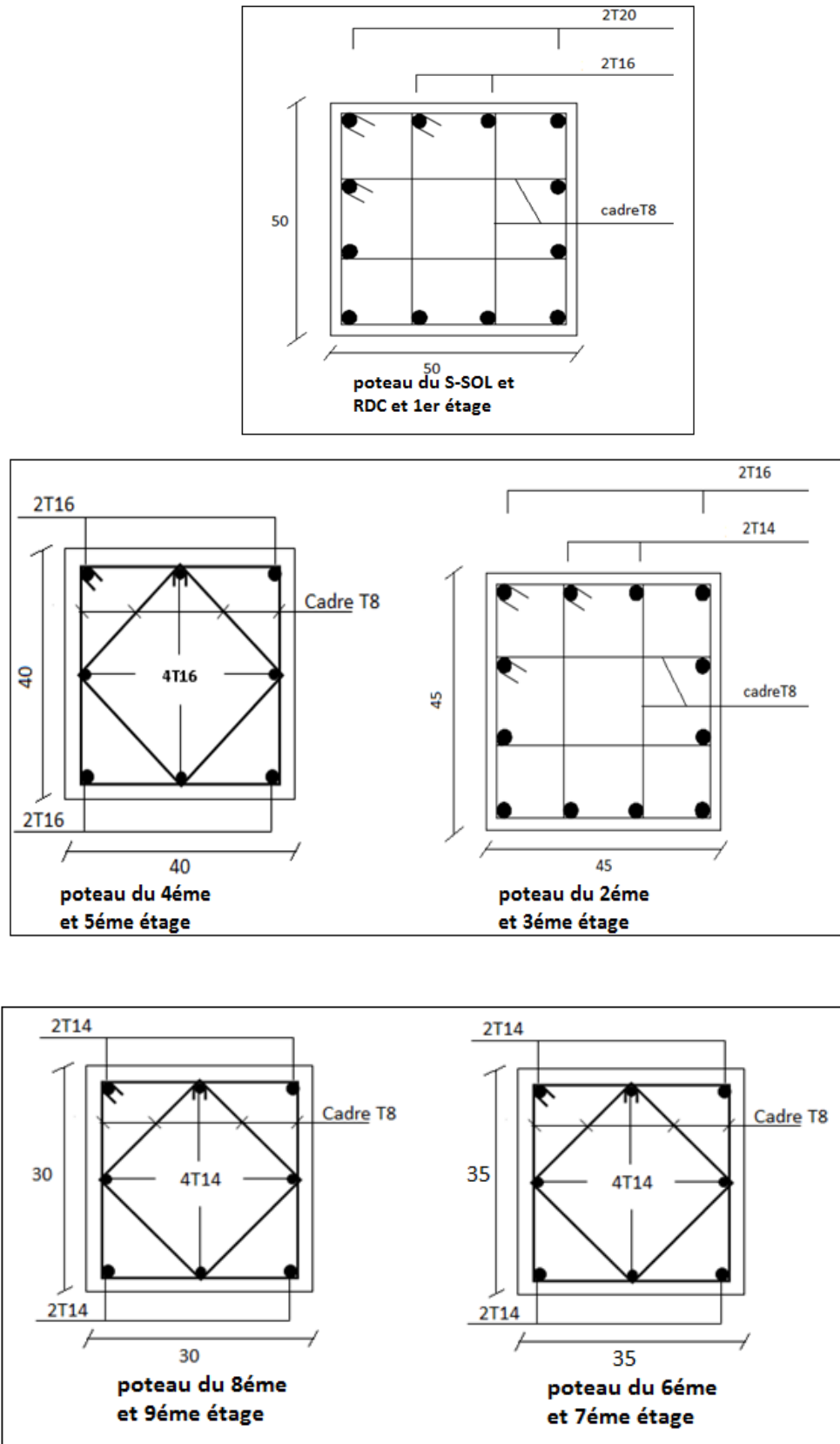


Figure V. 1: Ferrailage des poteaux.

V.3 Ferrailage des poutres

a. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent la transmission des charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).
On fait le calcul pour les situations suivantes :

Selon CBA 93

Situation durable : **E.L.U** : $1,35 G + 1,5 Q$

$$\mathbf{E.L.S} : G + Q$$

Selon RPA 99

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$$0,8G \pm E$$

b. Recommandations selon RPA99 version 2003

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

c. Calcul de ferrailage

Pour le calcul de ferrailage dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- poutre principale
- poutre secondaire

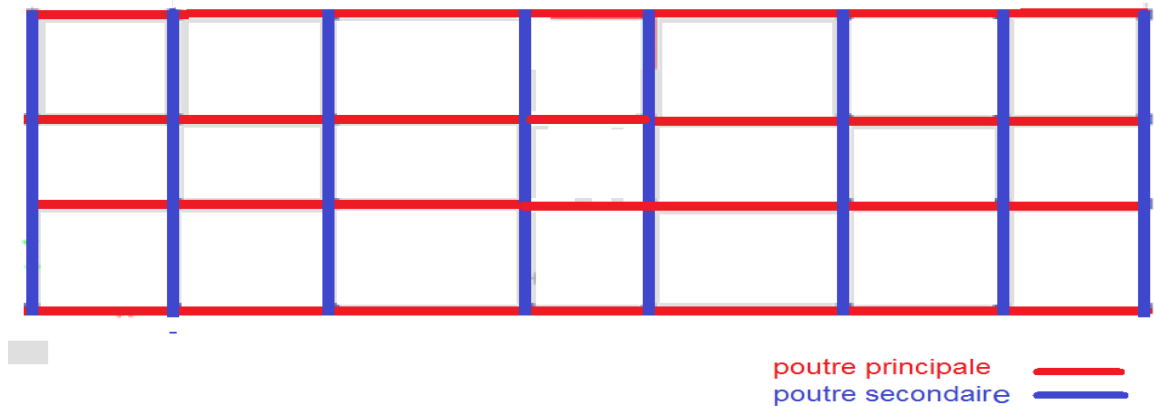


Figure V. 2: Disposition des Poutres.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

- **Poutres principale (30 x 45) Situation durable : $1,35G + 1,5Q$**

Tableau V. 16: Ferrailage des poutres principales (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	43,77	3,09
		Appui	84,42	6,19
Terrasse	30x45	Travée	49,6	3,52
		Appui	86,08	6,29

- **Situation accidentelle : $G + Q + E$**

Tableau V. 17: Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	68,36	4,23
		Appui	140,34	9,08
Terrasse	30x45	Travée	41,23	2,51
		Appui	124,44	7,97

- Situation accidentelle : **0,8 G + E**

Tableau V. 18: Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	72,42	4,49
		Appui	119,83	7,65
Terrasse	30x45	Travée	34,37	2,08
		Appui	101,76	6,42

- **Poutre secondaire (30 x 35)**

- Situation durable : **1,35G + 1,5Q**

Tableau V. 19: Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x 35	Travée	52,55	5,38
		Appui	66,93	6,58
Terrasse	30x35	Travée	40,40	3,82
		Appui	56,76	5,5

- Situation accidentelle : **G + Q + E**

Tableau V. 20: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x35	Travée	102	8,88
		Appui	119,43	10,64
Terrasse	30x35	Travée	55,66	4,59
		Appui	82,39	7,15

- Situation accidentelle : **0,8 G + E**

Tableau V. 21: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x35	Travée	99,91	8,68
		Appui	107,93	9,47
Terrasse	30x35	Travée	50,92	4,18
		Appui	68,43	5,73

d. Choix des armatures**1. Poutre principale (30 x 45)****Tableau V. 22: Choix des armatures pour les poutres principales.**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	72,42	54	81	6,75	4,49	3T14+2T12	6,98
		Appui	140,34					6T14	9,24
Terrasse	30x45	Travée	49,6	54	81	6,75	3,52	3T14	4,62
		Appui	124,44					3T14+3T12	8,01

2. poutre secondaire (30 x 35)**Tableau V. 23: Choix des armatures pour les poutres secondaires**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x35	Travée	102	42	63	5,25	8,88	3 T16+2T14	9,24
		Appui	119,43					3T16+3T14	10,65
Terrasse	30x35	Travée	55,66	42	63	5,25	4,59	3T14+2T12	6,88
		Appui	82,39					3T14+3T12	8,01

e. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1] \quad \text{avec : } f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 400\text{Mpa}.$$

Tableau V. 24: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _s ^{choisit} _{s(min)} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x45	4,62	1,17	Vérifiée
30x35	6,88	1,14	Vérifiée

f. Vérification vis à vis de l'ELS**1. Poutre principale (30 x 45)****Tableau V. 25: Vérification des poutres principales à l'ELS.**

Niveaux	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificatio n
Etage courant	Travée	31,74	3,96	15	177,9	201,6	OK
	Appui	41,95	4,25		159,2		OK
Terrasse	Travée	36,268	3,6	15	137,6	201,6	OK
	Appui	51,35	5,2		194,9		OK

2. Poutre secondaire 30 x 35)**Tableau V. 26: Vérification des poutres secondaires à l'ELS.**

Niveaux	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificatio n
Etage courant	Travée	38,153	5,93	15	192,9	201,6	OK
	Appui	35,683	5,54		180,4		OK
Terrasse	Travée	30,32	4,71	15	153,3	201,6	OK
	Appui	39,30	9,24		198,7		OK

g. Vérification de l'effort tranchant**• Vérification de la contrainte de cisaillement**

- Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum,

b : Largeur de la section de la poutre,

d : Hauteur utile,

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL 91**

modifié 99

1. Poutre principale (30 x 45)

Tableau V. 27: Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etage courant	30x45	93	0,76	2,5	OK
	30x45	93	0,76	2,5	OK
terrasse	30x45	99,107	0,81	2,5	OK
	30x45	99,107	0,81	2,5	OK

2. Poutre secondaire (30 x 35)

Tableau V. 28: Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etage courant	30x35	80	0,84	2,5	OK
	30x35	72,3	0,76	2,5	OK
terrasse	30x35	45,98	0,48	2,5	OK
	30x35	34,44	0,36	2,5	OK

h. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est FeE500 (f_e = 500MPa, H.A).

• Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

• Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 1,43 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 29: Calcul des armatures transversales.

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
Poutre principal	30x45	99,107	0,81	36,45	22,5	11,25	10	20	1,8	4T8
Poutre secondaire	30x35	80	0,84	28,35	17,5	8,75	10	20	1,8	4T8

i. Recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 50\phi \text{ (zone III).}$$

L_r : Longueur de recouvrement

On a :

$$\phi = 20 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 70 \text{ cm}$$

j. Arrêt des barres

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$$

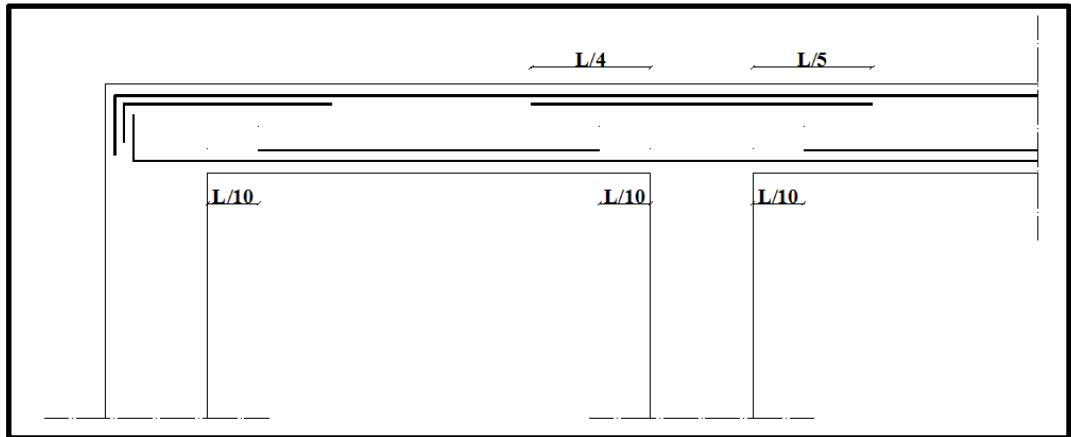


Figure V. 3: Arrêt des barres.

k. Vérification de la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$

Avec :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Tel que :

Poutre porteuse (30x45) : $f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{5}{500} = 1,5$

Poutre non porteuse (30x35) : $f_{adm} = \frac{3,9}{500} = 0,78$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

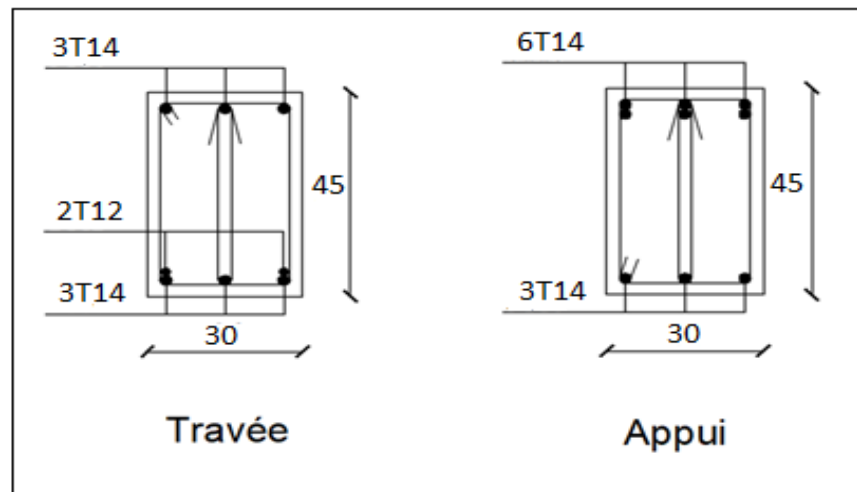
Tableau V. 30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Cas	Section (cm ²)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
Porteur	30x45	10,12	15	OK
Non porteur	30x35	5,96	7,8	OK

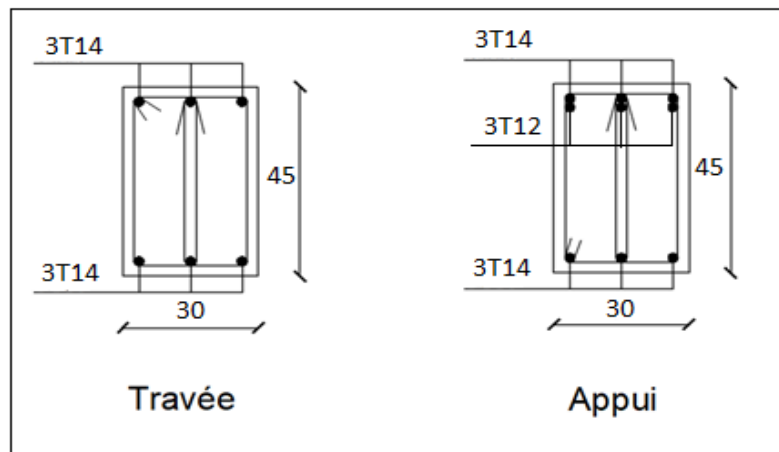
- **Schéma de ferrailage des poutres :**

- 1. Poutre principale :**

Etage courant

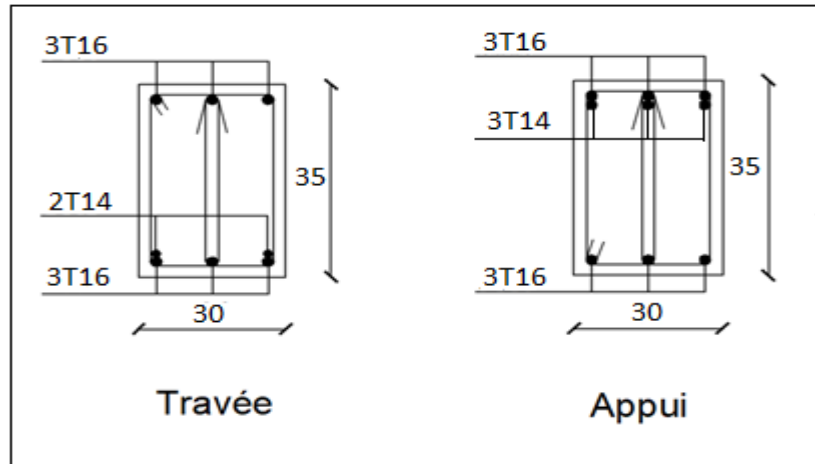


Etage de terrasse

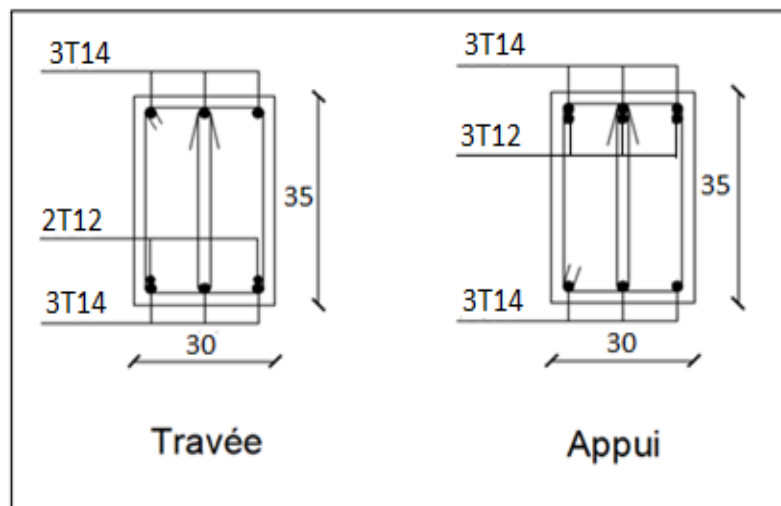


2. Les poutres secondaires :

Étage courant



Étage de terrasse

**Figure V. 4: ferrailage des poutres.**

V.4 Ferrailage des voiles :

a. Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La **Figure V.6** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge Verticale N et une charge horizontale V en tête.

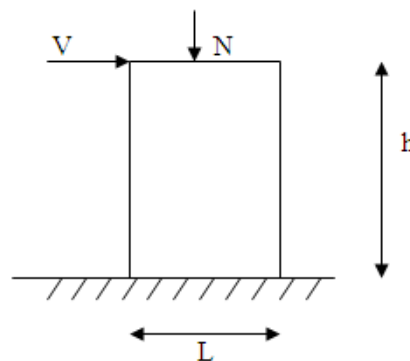


Figure V. 5: Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile)

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistante à l'effort tranchant.

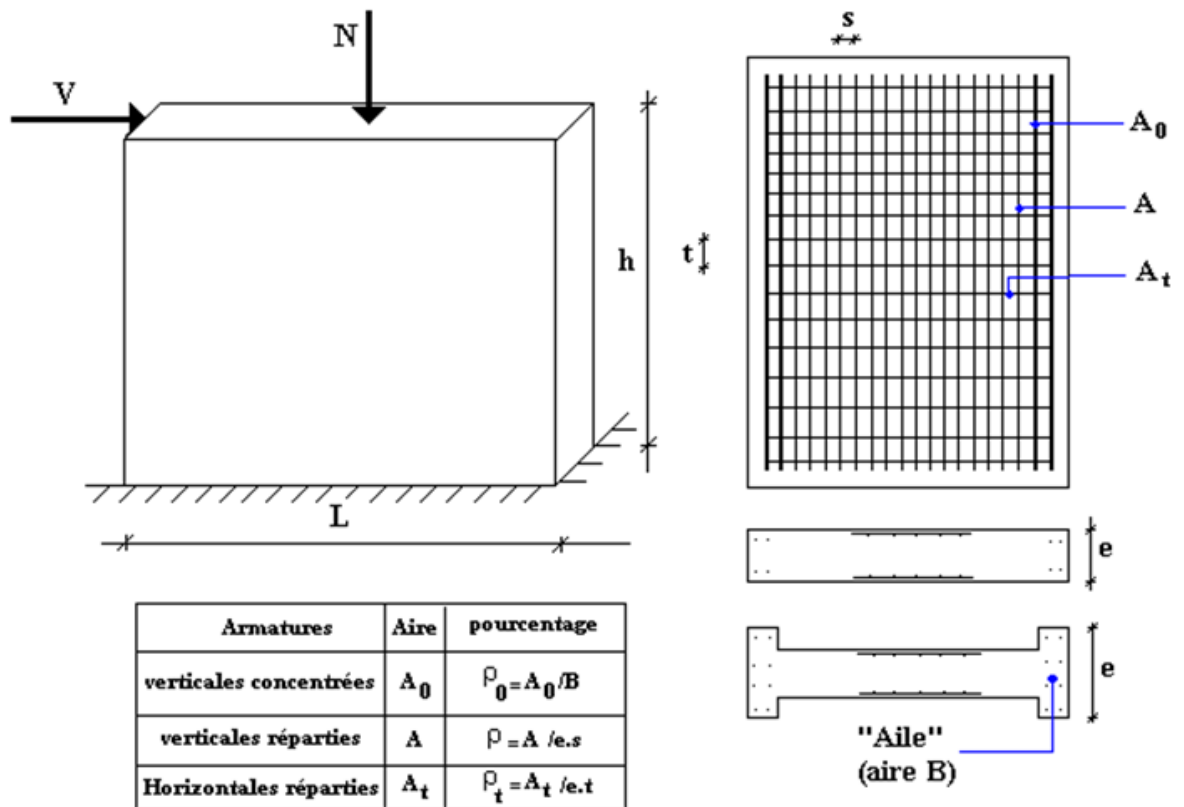


Figure V. 6: Schéma d'un voile plein et sa disposition de ferrailage

b. Préconisation du BAEL91 :

- **Justifications sous sollicitations normales**

1. Conditions d'application

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

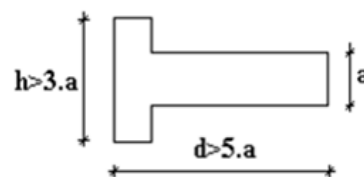


Figure V. 7: Définition de l'élément mur

2. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

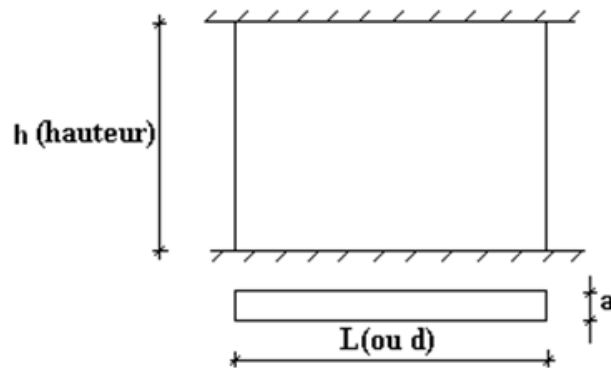


Figure V. 8: Mur encastré

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du

rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 31: Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

3. Effort de compression à l'ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota :

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau V. 32: Calcul de σ_{lim}

	Notation	Unités	Voile armée verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m ²	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \lim}}{ad}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \lim} = \frac{N_{u \lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

- **Niveaux de vérification :**

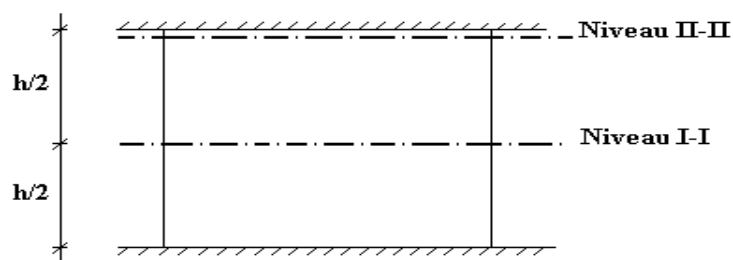


Figure V. 9: niveaux de voile

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

4.Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre "a".

➤ **Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

Tableau V. 33: Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v da$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$ ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_c} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ Par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

➤ **Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \emptyset_v) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t) .

Tableau V. 34: Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m ² de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

5. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

C. Méthode simplifiée basée sur les contraintes (calcul des aciers verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

1 - Zone comprimée :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

2 - Zone tendue :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

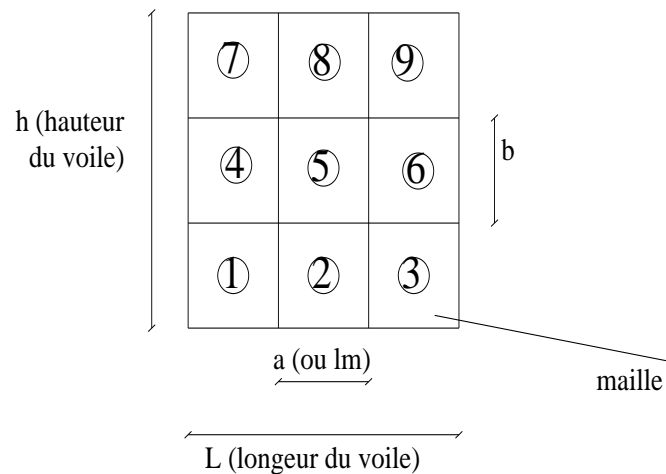


Figure V. 10: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

d. Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le **ETABS**

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

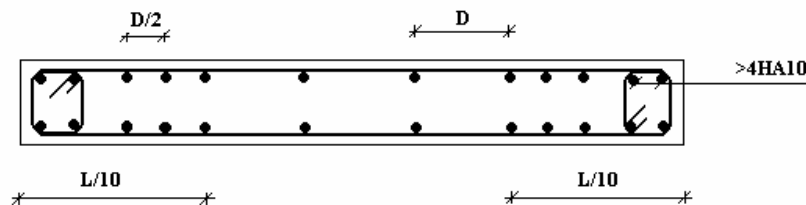
- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives :**
- **Aciers de peau :** pour limiter les effets hygrothermiques

Tableau V. 35: Aciers supplémentaires

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

e. Préconisation du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/VER2003) :**1. Aciers verticaux :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

**Figure V. 11: Disposition des armatures verticales dans les voiles.****2.Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

3. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

f. Exemple de calcul (V3 : L=3.10m) :

Soit le voile de longueur

$$L = 3.10 \text{ m}$$

$$a = 0.20 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3.06 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

• Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de 3.06 d'où la hauteur libre est égale à :

$$\blacksquare h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m} \quad (0.45 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

Tableau V. 36: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V3 : L=3.10m)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$2.61 \times 0,85 = 2.22$	$0,8 \times 2.61 = 2.08$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 38.45$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 36.03$
Coefficient α		0,489	0,701
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	m ²	$(a-0,02) 1 = (0,20-0,02)1 = 0.18$	$(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0.18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,489}{1000} \left[\frac{180000 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 200} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,63 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,701}{200 \times 1000} \left(\frac{0,18 \times 10^6 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 15,51 \text{ MPa}$

- **Remarque:**

$\sigma_{ba} = 15,51 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,20) (0,78) \text{ m}^2$$

$$A_s = 1,56 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de traction :**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que :

$$L^i = \frac{L}{4} = 0,78\text{m}$$

Avec : L : longueur de voile

$$L = 3,10\text{m}$$

Tableau V. 37: Les donnes de calcul.

Les donnes			
L	2	S22 (MPa)	2,59
Epaisseur	0,2	S22(MPa)	2,54
Hauteur d'étage	3,06	S12(MPa)	2,308
Hauteur de la poutre	0,45	Fc28(MPa)	25
d		f_c (MPa)	400
		γ_b (MPa)	1,15
		γ_s (MPa)	1
		θ (MPa)	1

Tableau V. 38: armatures de traction

BANDE (element de voile)	1	2	3	4
La longueur de bande L_i(m)	0,78	0,78	0,78	0,78
Dimension S_j (m²)	0,156	0,156	0,156	0,156
Position de centre point de cte nulle	160,19	159,41	158,63	157,85
Cte moyen par bande σ_j(mpa)	2,584	2,571	2,559	2,546
Force de traction F_t(mpa)	0,403	0,401	0,399	0,397
Siction d'acier A_S (cm²)	10,076	10,027	9,978	9,929
Acier minimal BAEL 91	1,56	1,56	1,56	1,56
Acier minimal RPA99	2,34	2,34	2,34	2,34
A_S min(cm²)	1,56	1,56	1,56	1,56
Acier de couteure A_{vj}(cm²)	6,931	8,886	8,886	8,886
Acier verticale totale A_v(cm²)	17,007	18,913	18,864	18,815

Tableau V. 39: résultats des armatures de traction

BANDE	SI	Lt	σ_i	ft	As	AV MIN	τ_u	Avj	Av
1	0,16	0,78	2,58	0,40	10,08	2,34	1,154	6,93	17,01
2	0,16	0,78	2,57	0,40	10,03	2,34	1,154	8,89	18,91
3	0,16	0,78	2,56	0,40	9,98	2,34	1,154	8,89	18,86
4	0,16	0,78	2,55	0,40	9,93	2,34	1,154	8,89	18,82

Tableau V. 40: Calcul des armatures verticales de l'exemple (V3 : L=3.10m)

Maille (ou élément de voile)	1	2	3	4
Dimensions (m ²) (a*I) = S _j	0.16	0.16	0.16	0.16
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	2.58	2.57	2.56	2.55
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j S_j$	0.40	0.40	0.40	0.40
Section d'acier(cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	10.08	10.03	9.98	9.93
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99:0,15% $S_{\text{béton}}$	1,56 2,34	1,56 2,34	1,56 2,34	1,56 2,34
Choix	2×3T16	2×3T16	2×3T16	2×3T16
A _v adopté	12.06	12.06	12.06	12.06
S _i :espacement (cm)	20	20	20	20

- Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{2,3 * (200)(160)}{400} 1,4 = 283,36 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 2.83 \text{ cm}^2$$

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_c) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (2,3) (200) (160)}{(0,8) (400) (0,8)} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (12,06) = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a \cdot l = \frac{0,20}{100} (15) (78) = 2,34 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 8,04 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 8T10 = 12,56 \text{ cm}^2$.

$$\text{Avec : } S_t = \frac{78}{8} = 97,5 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 97,5 \text{ mm} < S_{t \min} = 200 \text{ mm}$... vérifié

g. Présentation des résultats Armature verticale de traction

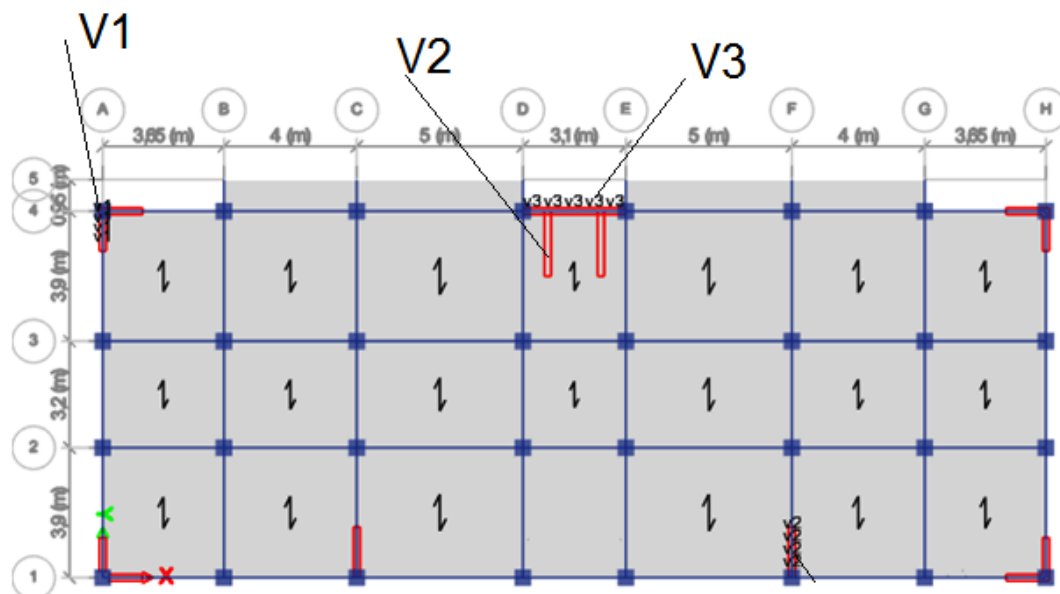


Figure V. 12: Disposition des voies dans la structure.

- Voile V1 : a =20 m ; L=1.2m

Tableau V. 41: les données de calcul (V1)

Les données			
L	1,2	S22(MPa)	0,50
Epaisseur	0,2	S22(MPa)	2,640
Hauteur d'étage	3,06	S12(MPa)	1, 2
Hauteur de la poutre	0,45	Fc28(MPa)	25
d		f _c (MPa)	400
		γ _b (MPa)	1,15
		γ _s (MPa)	1
		θ(MPa)	1

Tableau V. 42: armature de traction

BANDE (element de voile)	1	2	3	4
La longueur de bande Li(m)	0,60	0,60	0,00	0,78
Dimension S_j (m²)	0,120	0,120	0,156	0,156
Position de centre point de cte nulle	1,19	0,580	0,28	-0,110
Cte moyen par bande σ_j(mpa)	2,105	1,035	0,50	-0,196
Force de traction F_t(mpa)	0,253	0,124	0, 00	-0,03
Siction d'acier AS(cm²)	6,315	3,05	0, 00	-0,762
Acier minimal BAEL 91	1,20	1,20	0, 00	1,56
Acier minimal RPA99	1,80	1,80	0, 00	2,34
AS min(cm²)	1,20	1,20	0, 00	0, 00
Acier de couteure A_{vj}(cm²)	2,772	4,62	0, 00	4,62
Acier verticale totale A_v(cm²)	9,087	7,725	0, 00	3,858

Tableau V. 43: les résultats des armatures de traction

BANDE	SI	Lt	σ _i	f _t	As	AV MIN	τ _u	A _{vj}	A _v
1	0,12	0,6	2,11	0,25	6,32	1,80	0,60	2,77	9,09
2	0,12	0,6	1,043	0,12	3,11	1,80	0,60	4,62	7, 73

- Calcul des contraintes limites

Tableau V. 44: les contraintes limites

	unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement	m	2,261	2,088
élancement		38,462	36,165
α		0,499	0,700
Section réduit Br(d=1m)	m ²	0,180	0,180
Contrainte limite (d=1m)	MPa	10,94	15,507

Tableau V. 45: Calcul des armatures du voile (V1)

Hauteur (m)	Maille	L _i (m)	S _i (m ²)	σ_j (MPa)	F _t (MN)	A _v (cm ²)	Le choix	S _t (cm)	A _v adopté (cm ²)
RDC	1	0,60	0,12	2.11	0.25	6.32	2×4T14	10	9.23
							2×3T14	15	
2^{ème}	2	0,60	0,12	1.04	0,12	3.11	2×3T16	15	9.23
							2×4T16	10	
3^{ème}	1	0,60	0,12	1.06	0,09	5.23	2×4T10	10	9.23
							2×3T10	15	
5^{ème}	2	0,60	0,12	0.90	0,04	2.11	2×3T10	15	9.23
							2×4T10	10	
6^{ème}	1	0,60	0,12	0.63	0,032	3.68	2×4T10	10	9.23
							2×3T10	15	
9^{ème}	2	0,60	0,12	0,34	0,021	1.48	2×3T10	15	9.23
							2×4T10	10	

- Voile V2 : a =20 m ; L=2.0m

Tableau V. 46: les donnes de calcul

Les donnes			
L	2	S22 (MPa)	-0,60
Epaisseur	0,2	S22(MPa)	7,50
Hauteur d'étage	3,06	S12(MPa)	0,397
Hauteur de la poutre	0,45	Fc28(MPa)	25
d		f _c (MPa)	400
		γ _b (MPa)	1,15
		γ _s (MPa)	1
		θ(MPa)	1

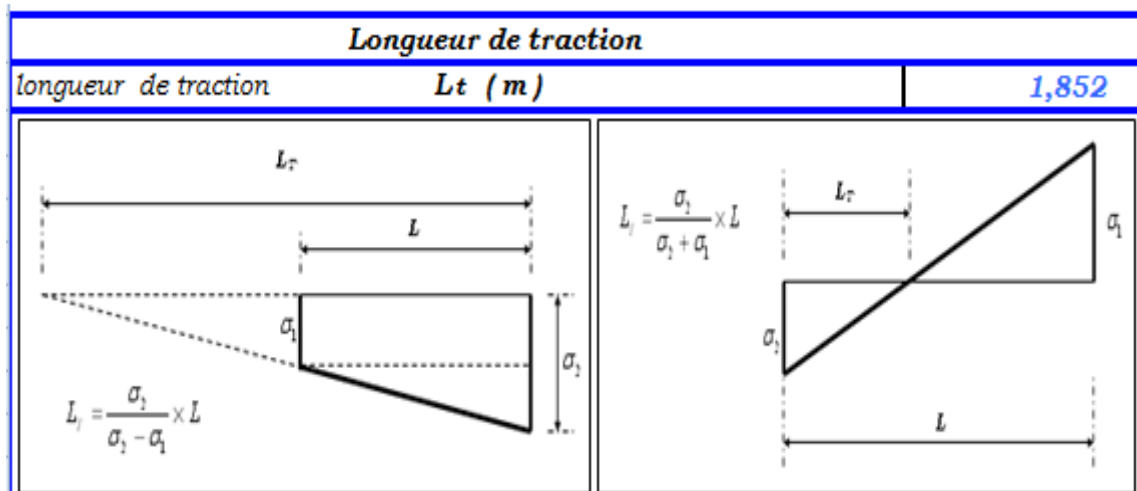


Figure V. 13: schéma de traction

Tableau V. 47: armature de traction

BANDE (element de voile)	1	2
La longueur de bande Li(m)	1	1
Dimension Sj (m²)	0,2	0,2
Position de centre point de cte nulle	1,352	0,352
Cte moyen par bande σj(mpa)	5,475	1,425
Force de copression FT (mn)	1,095	0,285
Siction d'acier AS (cm²)	27,375	7,125
Acier minimal BAEL 91	2	2
Acier minimal RPA99	3	3
AS min(cm2)	2	2
Av(cm/ml)	28,903	8,653
AVj(cm²)	1,528	1,528

Tableau V. 48: les résultats des armatures de traction

BANDE	SI	Lt	σ_i	ft	As	AV MIN	τ_u	Avj	Av
1	0,2	1	5,48	1,10	27,38	3	0,199	1,53	28,90
2	0,2	1	1,43	0,29	7,13	3	0,199	1,53	8,65

Tableau V. 49: Calcul des armatures du voile (V2)

Hauteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	S_t (cm)	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)
RDC -	1	1,00	0,20	5.48	1.10	27.38	2×4T16	10	28.13
							2×3T16	20	
2 ^{ème}	2	1,00	0,20	1.43	0,286	7.13	2×3T16	20	28.13
							2×4T16	10	
3 ^{ème} -	1	1,00	0,20	1,2	0,240	5.30	2×4T10	10	9.42
							2×3T10	20	
5 ^{ème}	2	1,00	0,20	0,82	0,164	2.15	2×3T10	20	9.42
							2×4T10	10	
6 ^{ème} -	1	1,00	0,20	0,71	0,142	1.50	2×4T10	10	9.42
							2×3T10	20	
9 ^{ème}	2	1,00	0,20	0,60	0,120	1.20	2×3T10	20	9.42
							2×4T10	10	

➤ Aciers horizontaux :

Tableau V. 50: Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	$A_{h\text{min}}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_{h\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
V3	RDC-2 ^{ème}	3,9	5,68	15.32	1,91	15.32	2×7T12	15.83	14
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	2,5	3,75	8.34	1,91	8.34	2×6T12	13,57	17
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	1,8	3.11	4.78	1,91	4.78	2×6T10	9,42	18
V2	RDC-2 ^{ème}	0.397	0.59	7.36	1,57	7.36	2×5T10	7.85	20
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.25	0.43	4.02	1,57	4.02	2×5T10	7.85	20
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.15	0.25	3.67	1,67	3.67	2×5T10	7,85	20

V1	RDC-2 ^{ème}	2.3	5.14	7.49	1.24	7.49	2x5T10	7.85	20
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1.95	3.25	5.67	1.24	5.67	2x5T10	7.85	20
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	1.42	2.01	4.16	1.24	4.16	2x5T10	7.85	20

• Schéma de ferrailage des voiles

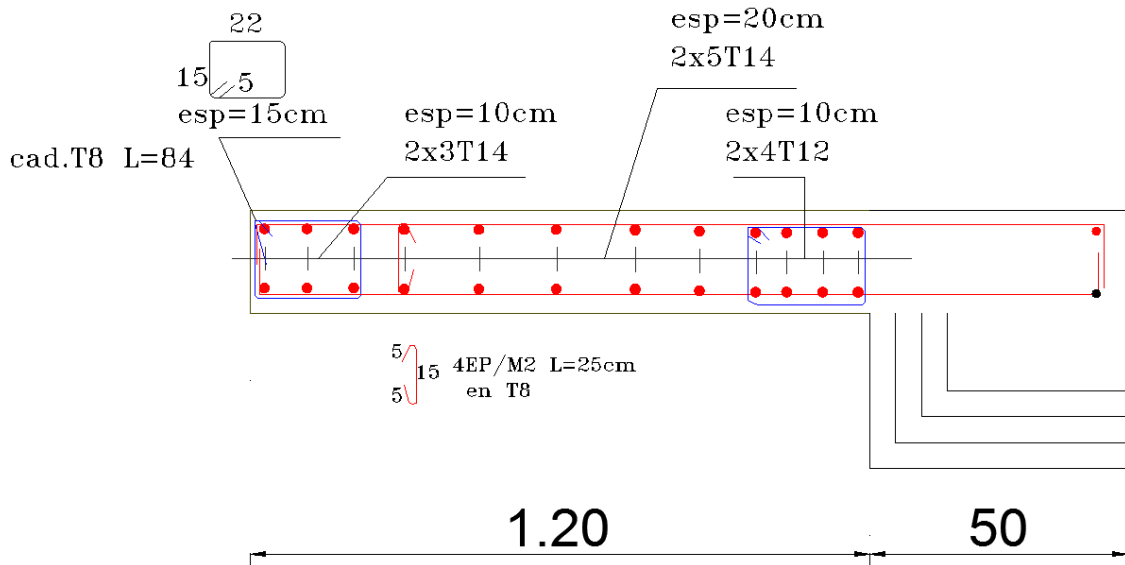


Figure V. 14: schéma de voile 1

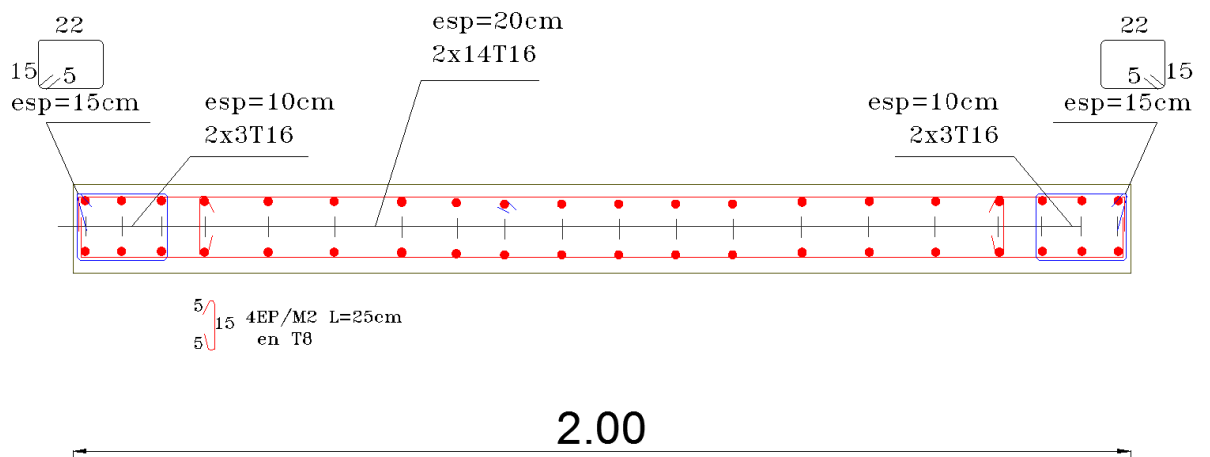


Figure V. 15: schéma de voile 2

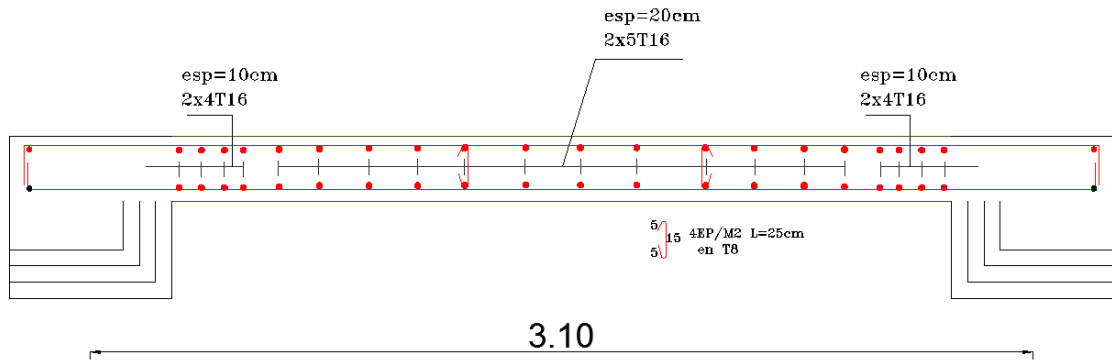


Figure V. 16: schéma de voile 3

CHAPITRE VI

Etude de

FONDATION

VI.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2 Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.4 Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2,00 bars)

VI.5 Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.6 Choix de type de semelle :

D'après un calcul fait au préalable on a trouvé que la semelle isolée et la semelle filant ne passe pas donc on a opté pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.6.1 Radier général :

VI.6.1.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

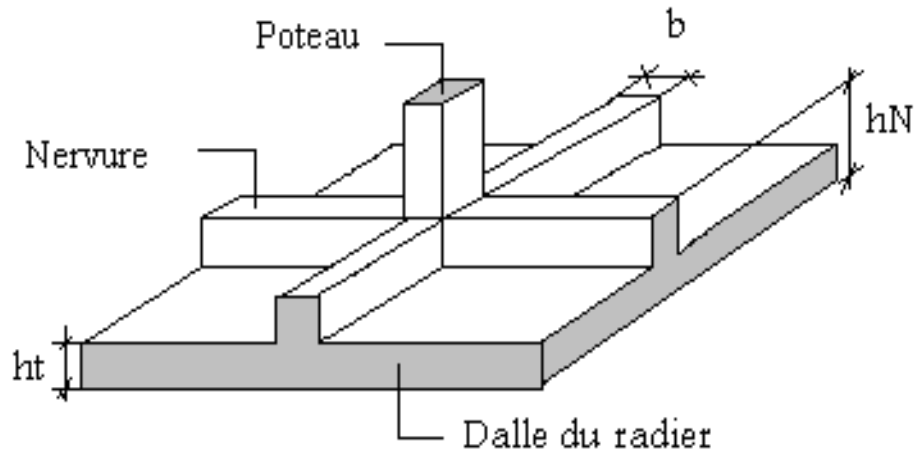


Figure VI. 1: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.6.1.2 Surface nécessaire :

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

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

$$\text{Pour : } \left\{ \begin{array}{l} N = 39076,86 \text{ N} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{array} \right\}$$

On trouve : $S \geq 195,38 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 347,27 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est $389,07 \text{ m}^2$

On a la longueur de débord $L = 0,5 \text{ m}$

$$\frac{sn}{sb} > 50\% \rightarrow \frac{195,38}{347,27} = 56\% \text{ Donc l'utilisation du radier est justifiée.}$$

VI.6.1.3 Pré dimensionnement de radier :**1. Dalle :**

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

a. Condition forfaitaire : [10]

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

b. Condition de cisaillement : [1]

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$N=N$ (superstructure).

$$N_{\text{elu}} = 53539,33 \text{ kN}$$

$$L = 5,00 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 15,30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h \geq 15,30 \text{ cm}$$

• Conclusion:

$$H \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 25 \text{ cm}$$

On prend: $h = 30 \text{ cm}$.

2. Nervure:

a. Condition de coffrage: (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm}$$

On opte pour $b=55\text{cm}$

b. La hauteur des nervures :

b.1. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$$I: \text{Inertie de la section transversale du radier } \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}}$$

$$\text{AN : } K=4[\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{\max}=5,00 \text{ m}$$

$$a= 0,50 \text{ m}$$

Tableau VI. 1: Choix de hauteur des nervures.

H nervure (m)	1.10	1.20	1.60	1.80
I (m ⁴)	0,061	0,080	0,187	0,267
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	2,15	2,32	2,87	3,14
$\frac{\pi}{2} L_e + a$	3,87	4,14	4,99	5,43

On opte : $h_{n2} = 180 \text{ cm}$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier $h=30\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure: $\left\{ \begin{array}{l} h_N = 180 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \end{array} \right.$

b.2. Condition de la flèche:

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

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_3 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max}=5,00 \text{ m}$

$$\Rightarrow 33,34\text{cm} < h_2 < 50\text{cm}$$

On prend : $h_2=45\text{cm}$

• Conclusion :

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 180\text{cm}$$

On prend : $h=180\text{cm}$

• **Récapitulatif :**

- Epaisseur de la dalle du radier $h=30\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 180\text{cm} \\ b = 55\text{cm} \end{cases}$

VI.6.1.4 Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$x_G = 14,85 \text{ m}$$

$$y_G = 6,55 \text{ m}$$

b. Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 5564,02 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 28599,56\text{m}^4$$

VI.6.1.5 Vérifications Nécessaires

$$N_u(\text{superstructure}) = 53539,33 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}}(\text{superstructure}) = 39076,86 \text{ KN}$$

$$N_u(\text{structure}) = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{infrastructure}) = 56457,35\text{KN}$$

$$N_{\text{ser}}(\text{structure}) = N_{\text{ser}}(\text{superstructure}) + N_{\text{ser}}(\text{infrastructure}) = 41994,88\text{KN}$$

VI.6.1.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

$$M_r = M_0 + V_0 * h$$

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS V16**

Tableau VI. 2: vérification de stabilité de radier

Sens	$\frac{B}{4}$ (m)	M_0 (kn.M)	V_0 (kN)	M_R (kNm)	$e_0 = \frac{Mr}{Nr}$ (m)	vérification
X-X	7,42	9986,57	8597,19	27180,95	0,64	Oui
Y-Y	3,27	10005,98	8595,37	27196,72	0,65	Oui

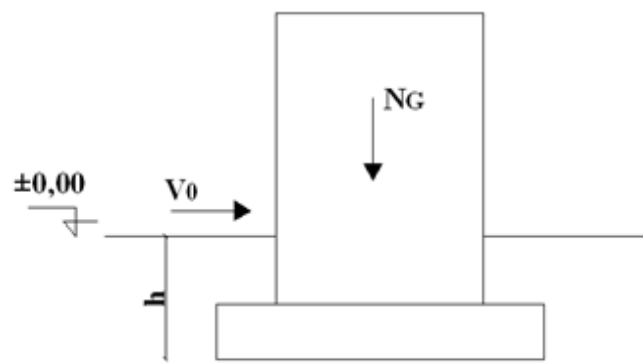


Figure VI. 2: Shéma statique du bâtiment

VI.6.1.5.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2$ bars

Les contraintes du sol sont données par :

➤ Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{41994,88}{389,07} = 107,93 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 107,93 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sollicitation du second genre :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

Contraintes sous le radier.

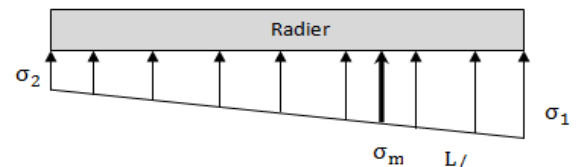


Figure VI .3 : Contraintes sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

• **ELU:**

$N_u = 56456,35 \text{ KN}$

M : le moment de renversement.

◆ $M_x = 27180,95 \text{ kN.m}$

◆ $M_y = 27196,72 \text{ kN.m}$

$I_{xx} = 5564,02 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 28599,56 \text{ m}^4$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	217,64	72,55	181,36
Sens y-y	151,33	138,87	148,21
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

➤ **ELS:**

$$N_{ser} = 41994,88 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	180,47	35,40	144,20
Sens y-y	114,16	101,70	111,04
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion :

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

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 181,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 144,20 \text{ kN/m}^2$$

VI.6.1.6 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

a. Ferrailage de la dalle du radier :

- **Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 181,36 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 144,20 \text{ kN/m}$$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

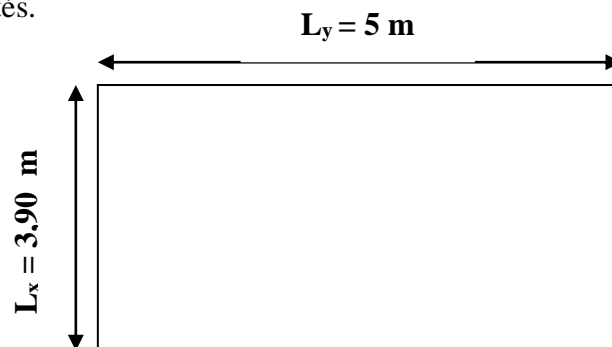


Figure VI . 4: Panneau de la dalle du radier

a.2 Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- s le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$
- Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 161,10 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 90,34 \text{ kNm}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 116,67 \text{ kNm}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 68,63 \text{ kNm}$$

C. Ferrailage de la dalle

$$b=100\text{cm} ; h=30\text{cm} ; d=27\text{cm} ; f_c=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5: Ferrailage des panneaux du radier.

	<i>Sens</i>	$M_u(\text{kNm})$	M	A	$Z(\text{mm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	<i>Choix</i>	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	136,93	0,133	0,180	250,56	15,74	8T16	16,08	16
	<i>y-y</i>	76,79	0,074	0,096	259,63	8,50	6t14	9,24	16
<i>Appui</i>		80,55	0,078	0,101	259,09	8,93	6T14	9,24	16

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm}$$

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

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

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

c.3 Vérifications nécessaires :**- Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,72\text{cm}^2$$

$$A_{s \min} = 3,72\text{cm}^2 < A_{s\text{adopté}} = 6,79\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'ELS :**Tableau VI. 6: Vérification des contraintes**

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	121,18	16,08	12,4	15	341,1	201.63	NON
	y-y	82.9	9,24	10.1	15	395,1	201.63	NON
App		71,28	9,24	8,92	15	340.6	201.63	NON

- Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armatures.

Tableau VI. 7: Redimensionnement des armatures

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	121,18	29,45	10,3	15	193,10	201.63	Oui
	y-y	82.9	18,85	8,07	15	201,1	201.63	Oui
App		71,28	16,08	7,32	15	201	201.63	Oui

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{181,36 \times 5}{2} = 453,4 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{453,4 \cdot 10^3}{1000 \times 270} = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

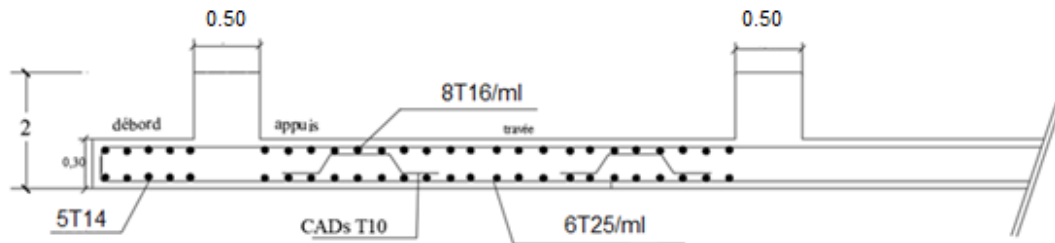


Figure VI . 5: Schéma de ferrailage du radier sens x-x

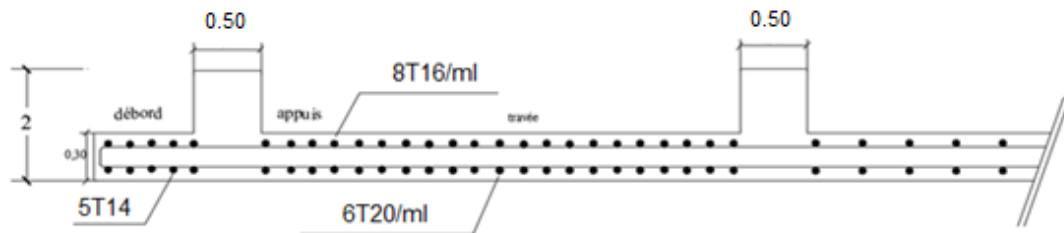


Figure VI. 6: Schéma de ferrailage du radier sens y-y

b. Ferrailage des nervures :

b.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «**BAEL91 modifier 99**»

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

b.2 Calcul des armatures :

b=55 cm ; h=180 cm ; d=162 cm

L=5 m ; q=181,36 kN/ml $M_0 = 566,75 \text{ kNm}$

Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures

	$M_u(\text{kNm})$	M	A	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	481,74	0,023	0,029	160,12	8,65	6T14	9,24
Appuis	283,37	0,014	0,017	160,90	5,06	6T12	6,79

b.3. Vérifications nécessaires :**b.3.1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,78 \text{ cm}^2 < 16,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

b=55 cm ; h=180 cm ; d=162 cm

L=5 m ; q=144,20 kN/ml $M_0 = 450,62 \text{ kNm}$

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	383,03	9,24	3,08	15	249,9	201,63	Non
Appuis	225,31	6,79	2,07	15	198,60	201,63	Oui

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée donc on augmente la section d'acier.

Tableau VI. 10: Vérification des contraintes à l'ELS après correction

Position	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	383,03	8T14	12.31	2,72	15	189	201,63	Oui

1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{181,36 \times 5}{2} = 453,40\text{kN}$

$$\tau_u = \frac{453,40 \times 10^3}{550 \times 1620} = 0,508\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

2. Armatures transversales :

• BAEL 91 modifié 99 :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,40\text{MPa}$$

• RPA99 version 2003 :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 19,20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 90\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6 \text{ cm}$$

f_c=400MPa ; τ_u=0,508 MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; b=55cm ; d=162cm

On trouve :

$S_t=15\text{cm}$Zone nodale.

$S_t=30\text{cm}$Zone courante.

Tableau VI. 11: choix des armatures transversales

	Section	Zone	$S_t(\text{cm})$	Φt (cm)	A_t calculée (cm^2)	Choix des armatures	A_t (cm^2)
Nervures	55x180	courante	30	12	5,4	8T10	9.05
		nodale	15		2,7	8T10	9.05

Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=180 \text{ cm}$

$$A_p = 3 \times 1,8 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_p= 4\text{T14}$

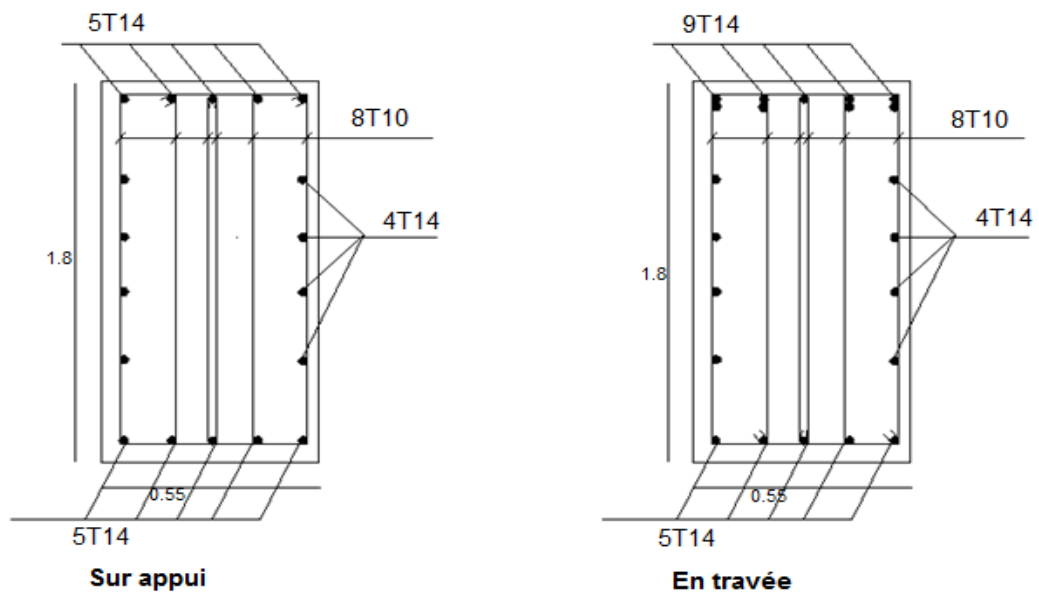


Figure VI. 7: Schéma de ferrailage des nervures

c. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0.50\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

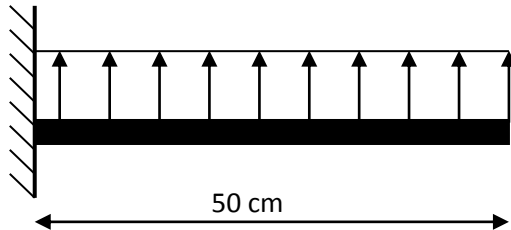


Figure VI. 8 : Schéma statique du débord

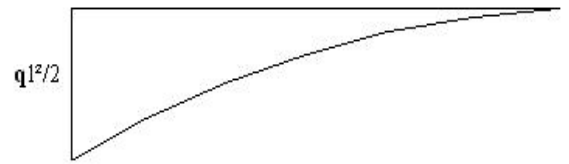


Figure VI. 9 : Diagramme des Moments

c.1. Calcul de ferrailage :

$$q_u = 181,36 \text{ kN/ml}, b = 100 \text{ cm}, h = 30 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 22,67 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,022$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,028$$

$$Z = d \left(1 - 0,4 \alpha \right) = 26,69 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2,50 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5T14=7,70cm

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

c.2. Armature de répartition:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 1,925 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10=3,14 , $S_t=25\text{cm}$

c.3. Vérification des contraintes à l'ELS:

$$q_{\text{ser}} = 144,20 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}l^2}{2} = 18,02kNm$$

Tableau VI. 12: Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
18,02	7.70	2,42	15	102,5	201.63	OK

VI.7 Etude du voile périphérique :

VI.7.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

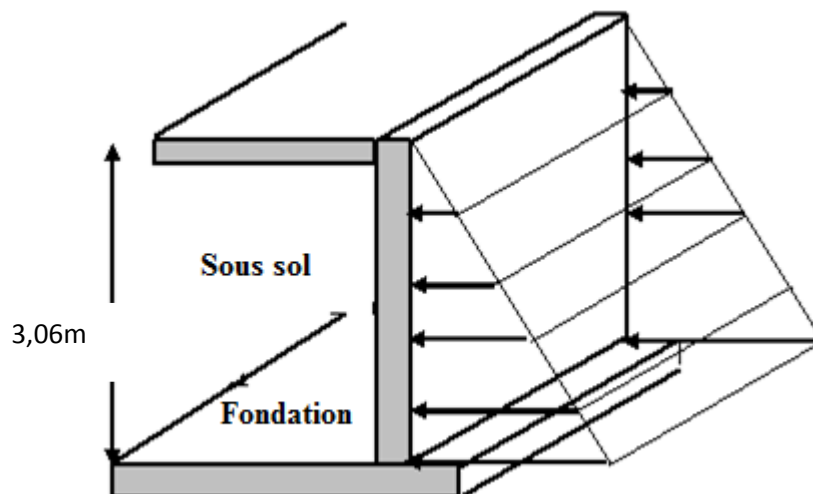


Figure VI . 8: Evaluation des charges.

VI.7.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du *RPA99 version 2003*, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B = 20 \text{ cm}$ (Section du voile).

VI.7.3 Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 3,06 \text{ m}$; $L_y = 3,9 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$.



Figure VI . 9: Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 19^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,51$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 0,51 \times 3,06 \times 19 \text{ kN/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 29,65 = 40,03 \text{ kN/ml}$$

VI.7.4 Effort dans le voile périphérique :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,78 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 21,89 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12,28 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 18,61 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 10,44 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 10,95 \text{ kNm}$$

VI.7.5 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=13,5\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 13: Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	M	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	18,61	0,072	4,11	5T12	5,65	25
	y-y	10,44	0,040	2,27	5T12	5,65	25
Appuis	x-x	10,95	0,042	2,38	5T12	5,65	25
	y-y						

VI.7.6 Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a : $12cm \leq e \leq 30cm$

$$h=e=15cm ; b=100cm.$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,06}{3,9} \right) \frac{100 \times 15}{2} = 1,33cm^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2cm^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée en travée et sur appui.

VI.7.7 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

VI.7.8 Vérification à L'ELS :**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{ser} = 29,65 \text{ kN/m}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 16,21 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,10 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 13,78 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7,73 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 8,11 \text{ kNm}$$

a. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI. 14: Vérifications des cont

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	13,78	5,65	12,1	15	325,8	201,63	Non
	y-y	7,73	5,65	6,79	15	182,8	201,63	OK
Appuis	x-x	8,11	5,65	7,12	15	191,7	201,63	OK
	y-y							

Redimensionnement de la section d'armature

Tableau VI. 15: Choix des Armatures.

	Sens	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_d(cm)$
Travée	x-x	7T14	10,78	16,67
	y-y	5T12	5,65	25
Appuis	x-x	5T12	5,65	25
	y-y			

Tableau VI. 16: Choix des Armatures

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	13,78	10,78	9,88	15	177,3	201.63	OK
	y-y	7,73	5,65	6,79	15	182,8	201.63	OK
Appuis	x-x	8,11	5,65	7,12	15	191,7	201.63	OK
	y-y							

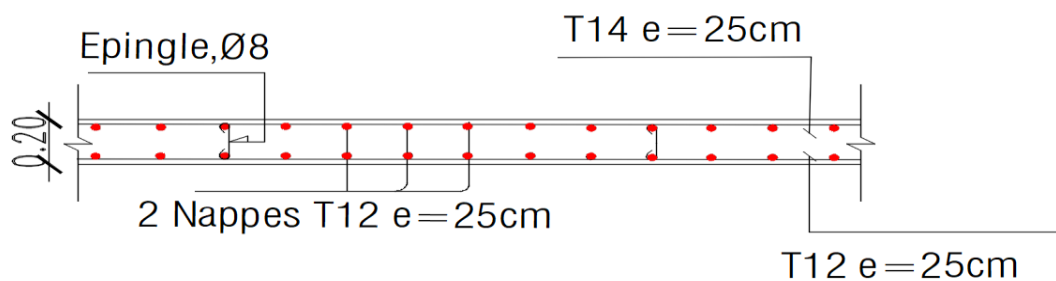


Figure VI. 10: Ferrailage du Voile Périphérique

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation des ingénieurs et c'est la meilleure occasion pour démontrer en évidence les connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'un des plus importants et dangereux effets à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Par ailleurs, la modélisation de la structure nécessite une bonne maîtrise des méthodes d'analyse des structures, notamment la méthode des éléments finis. Elle requiert aussi une bonne compréhension de l'utilisation du logiciel de calcul à savoir l'**ETABS 16.0.2**.

La conception d'un bâtiment ayant un comportement sismique idéal est possible grâce à une disposition convenable des voiles de contreventement.

Pour justifier le choix du facteur de comportement ($R=5$) lié fortement au système de contreventement on a calculé la portance des voiles, d'où on a trouvé que les voiles reprennent plus de 20% de la charge verticale ce qui se contredit avec le choix de $R=5$

Le ferrailage des voiles de contreventement a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes en utilisant l'interface graphique **ETABS 16.0.2**.

Concernant la fondation du bâtiment, la solution radier général s'est imposée dans notre cas. Son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes (réaction du sol sous les nervures).

BIBLIOGRAPHIE

Références Bibliographique

[1] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. Février 2000

[2] "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003".

[3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.

[4] **EUROCODE2** « normalisation françaises »

[5] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93,
Ministère de l'Habitat

[6] Les mémoires de fin d'étude.

[7] Logiciel :

- ► **AUTOCAD 2018**.....Dassin
- ► **ETABS 2016**.....Calcul

Annexes

ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A -ELU- EN FLEXION SIMPLE****Cas générale**

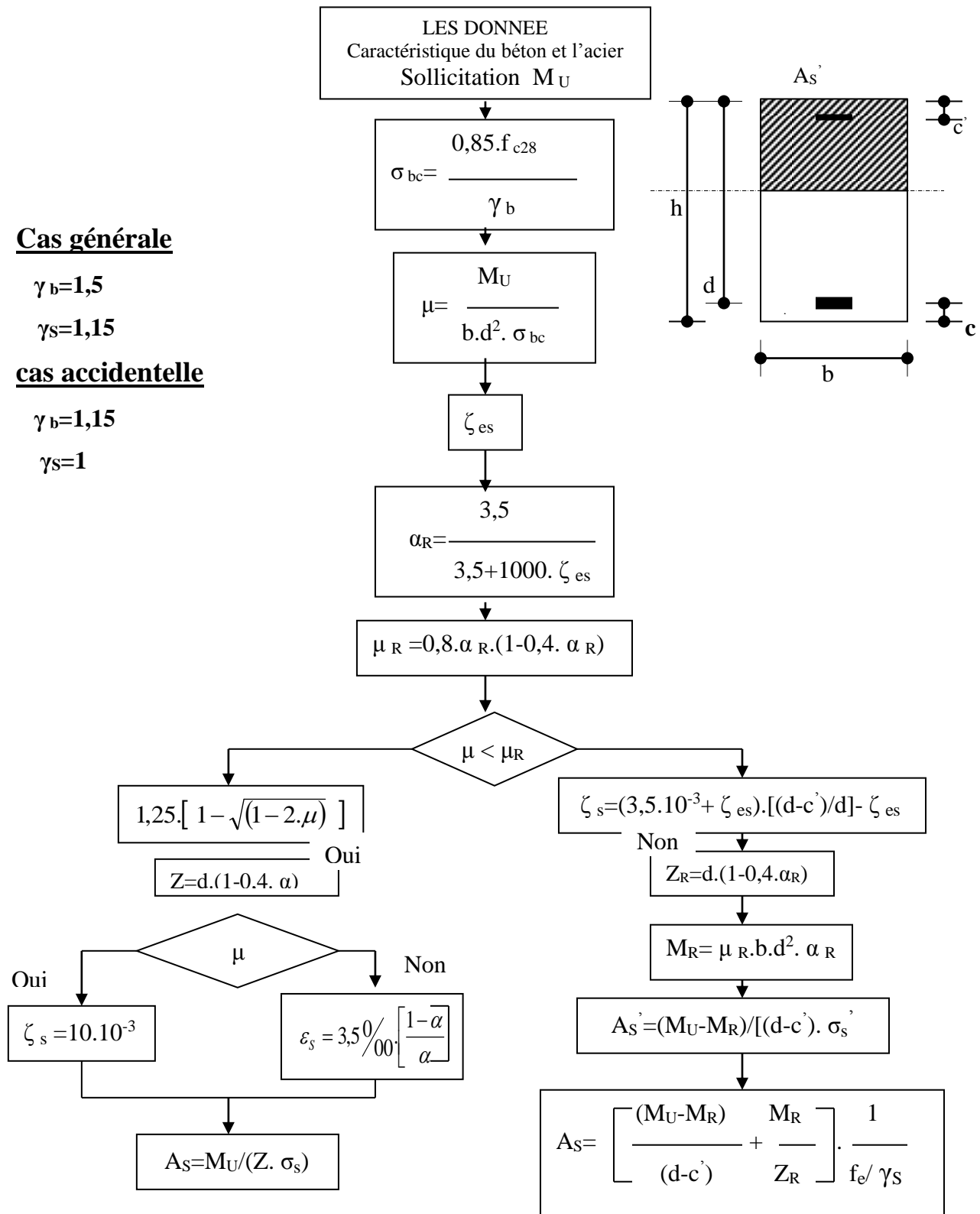
$\gamma_b=1,5$

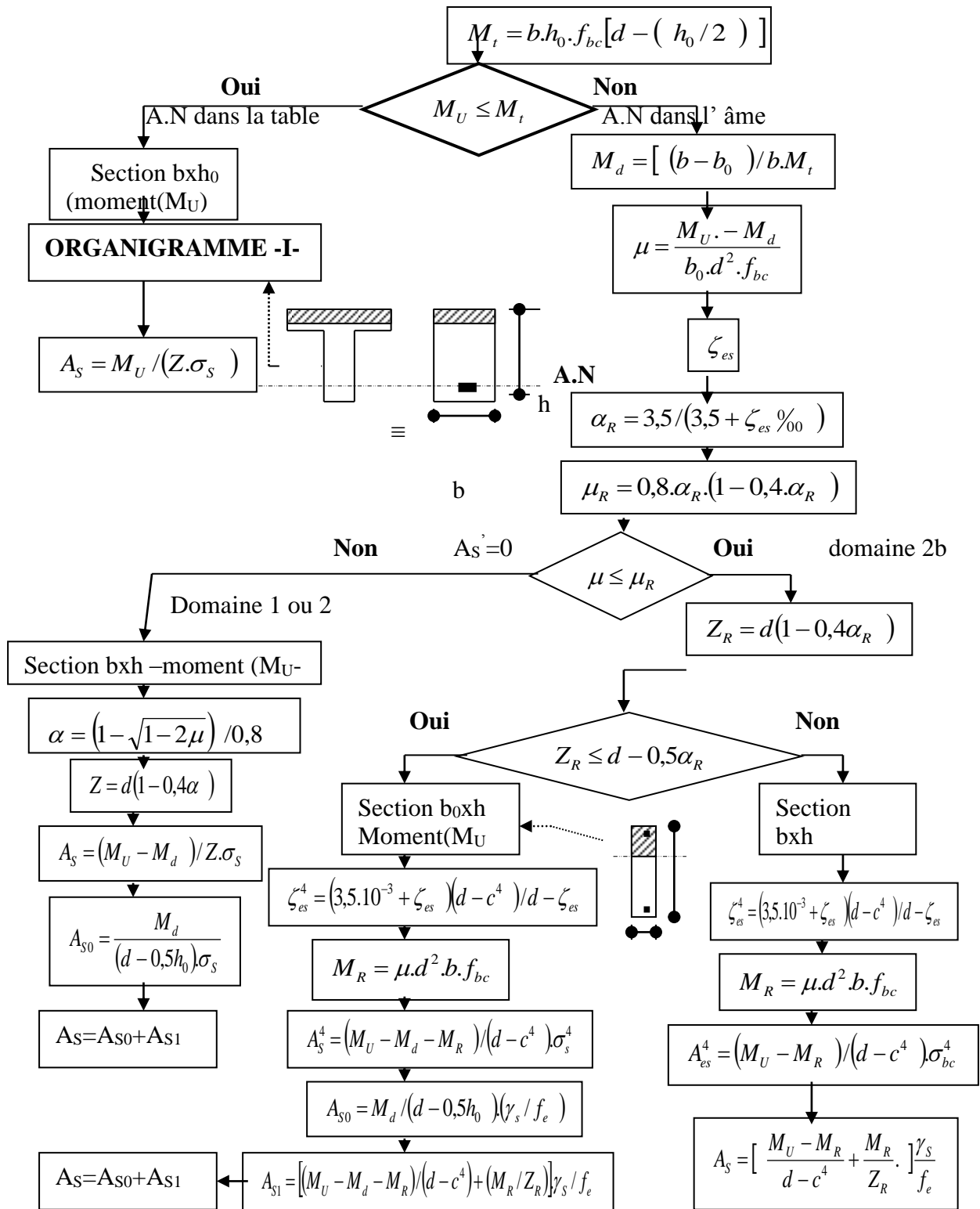
$\gamma_s=1,15$

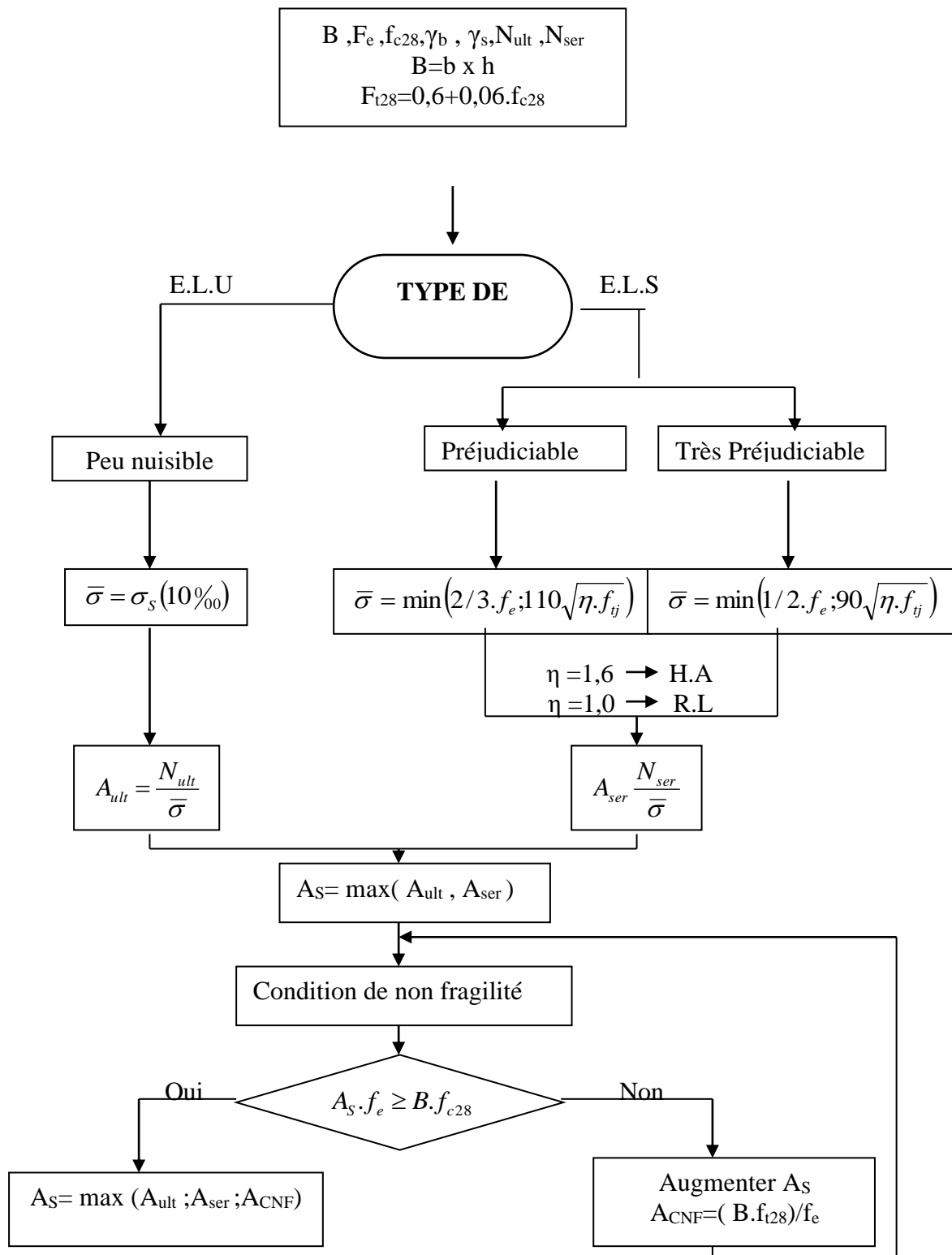
cas accidentelle

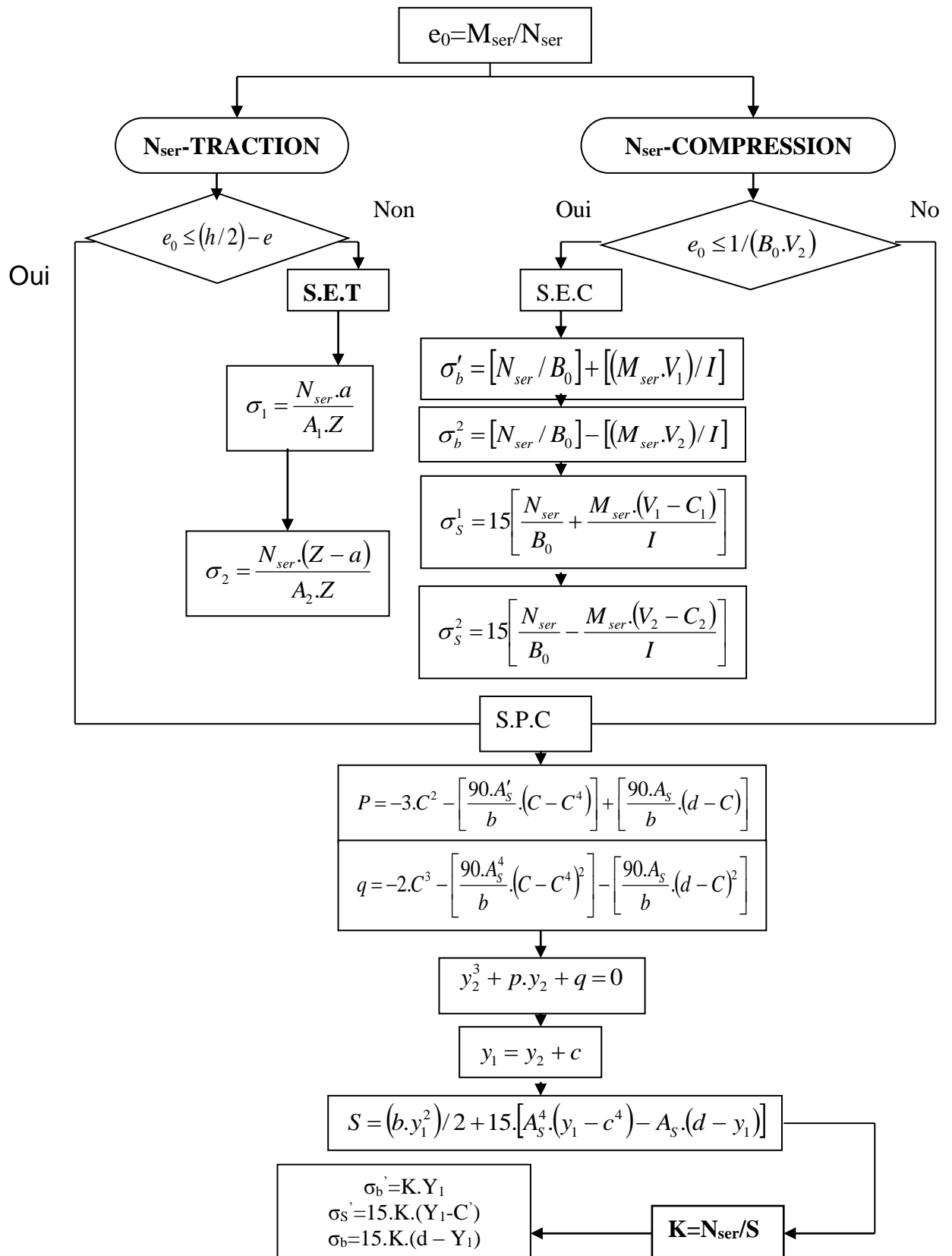
$\gamma_b=1,15$

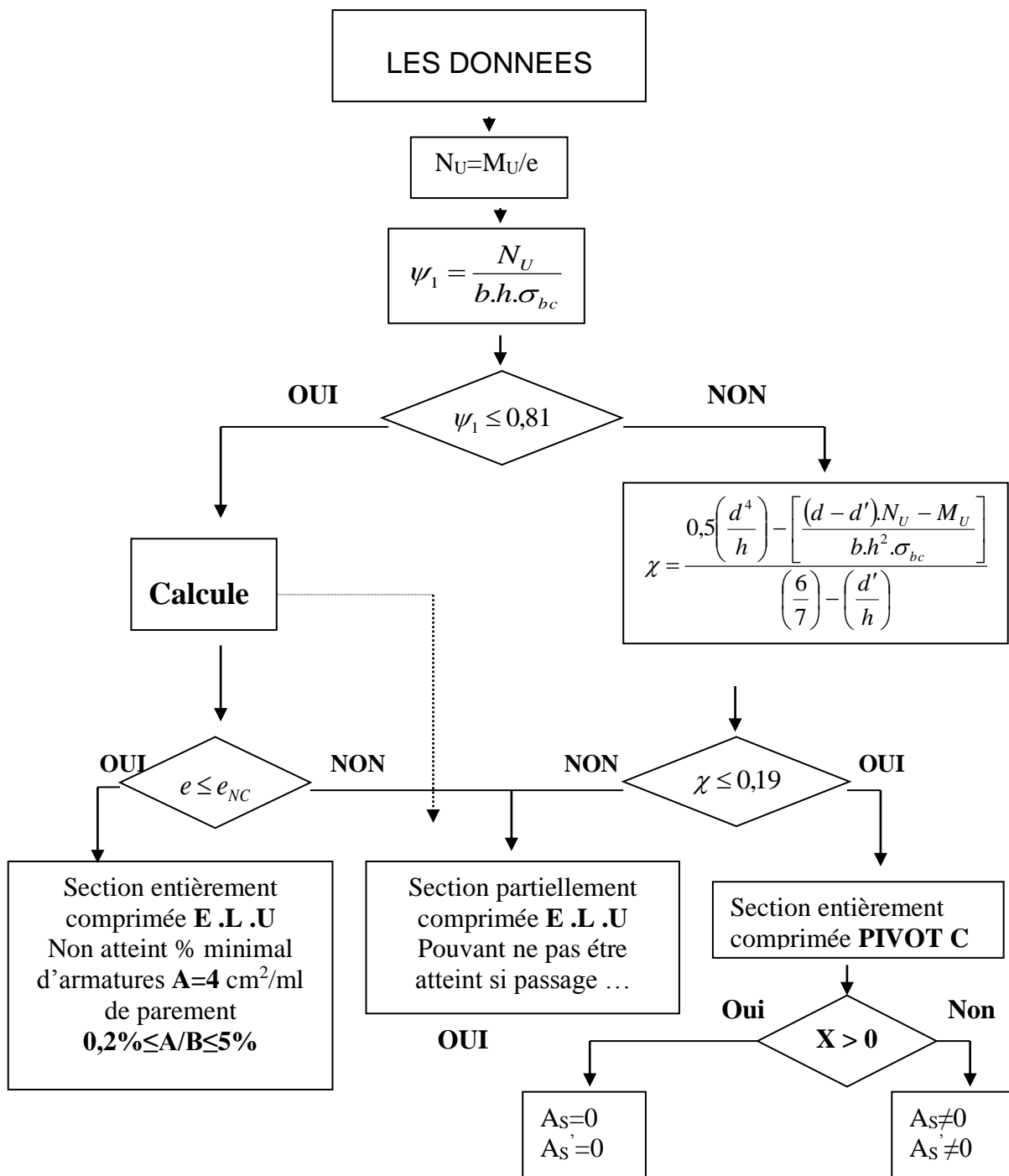
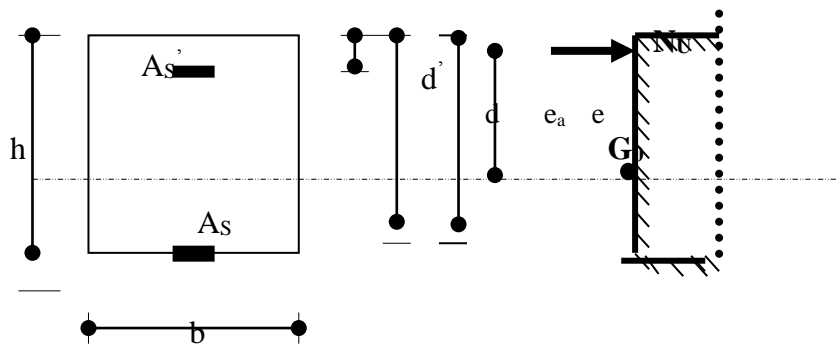
$\gamma_s=1$

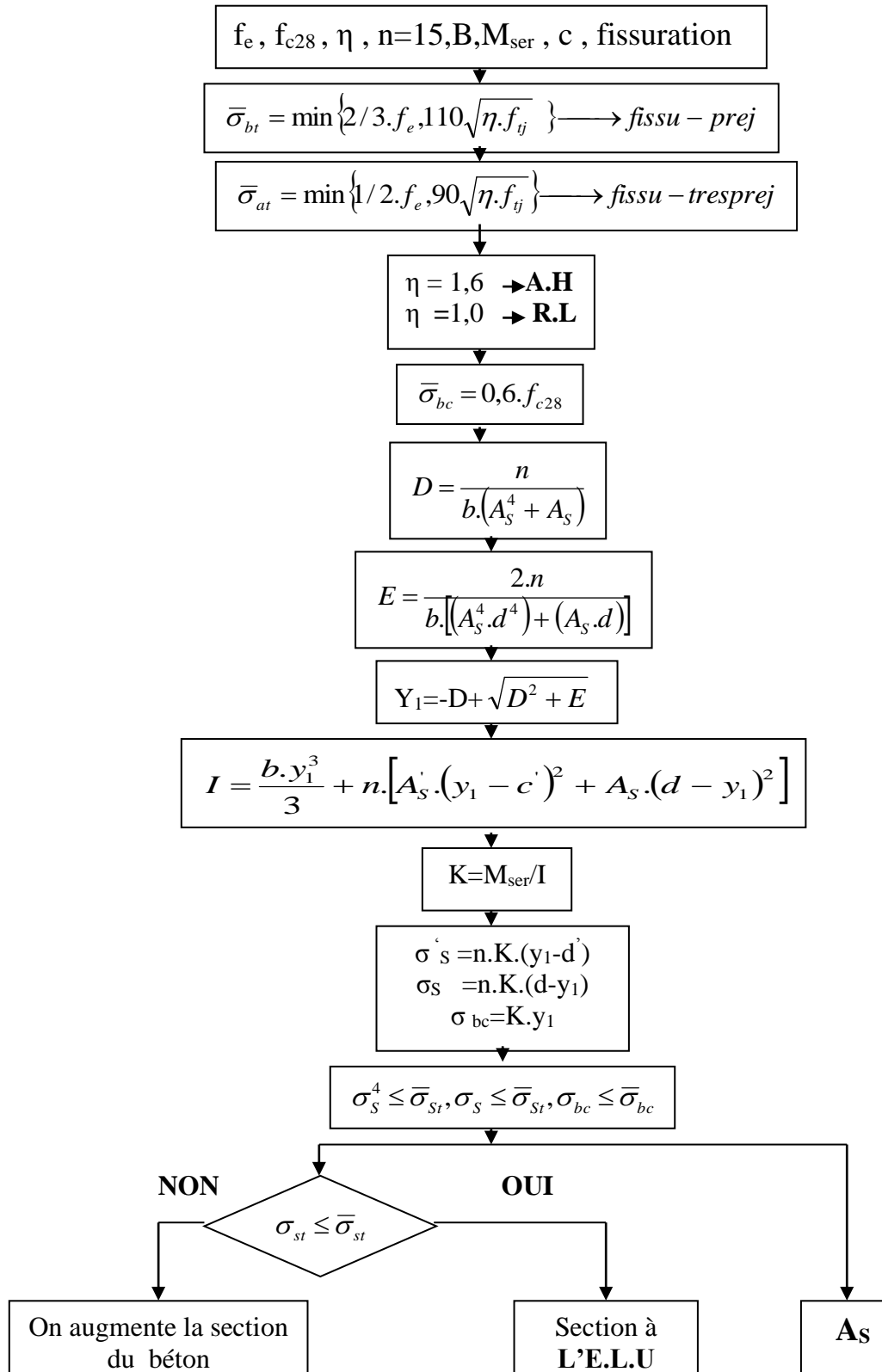


ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION EN -T- A -ELU- EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -III-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME-IV-**FLEXION COMPOSEE A -ELS-**

ORGANIGRAMME -V-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A -ELU- EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -VI-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -ELU-**

ORGANIGRAMME -VII-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE****A L'EFFORT TRANCHANT**