

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHES
SCIENTIFIQUE

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la technologie Département de génie civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : Génie civil

Spécialité : Structure

Par

- Ablaoui Abdelghani
- Zitouni Akram

Intitulé

**Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation contreventement mixte
(Voiles – Portiques)**

Soutenu le :

Devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>	<i>Etablissement</i>
<i>Dr :</i>	<i>MCB</i>	<i>Président</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Dr : Djedoui Nassim</i>	<i>MCB</i>	<i>Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Dr : Benammar Abdelhafid</i>	<i>MCA</i>	<i>Co-encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Dr :</i>	<i>....</i>	<i>Examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>

Année Universitaire 2021/2022

Résumé

Le but ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+8) implantée à bourdj bou arreridj qui est classée comme une zone à moyenne sismicité IIa.

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques voiles). La conception a été faite selon les réglemens de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91) avec une étude technico-économique du contreventement Par l'adoption de plusieurs disposition des voiles.L'étude dynamique a été faite sur le logiciel robot.

Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations.

Mots clés : béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres et Voiles.

Summary

The purpose of this work is the study of a reinforced concrete structure (R + 8) located in bourdj bou arreridj which is classified as a zone with medium seismicity IIa.

The strength of the building is ensured by a mixed bracing system (sail frames). The design was made according to the construction regulations in force (RPA99 version 2003, BAEL91) with a technical and economic study of the bracing By the adoption of several layouts of the sails. The dynamic study was made on the robot software.

Finally, the study of the infrastructure of the building was made by the calculation of the foundation.

Keywords: reinforced concrete, composite bracing, dynamic study, columns, beams and sails.

المخلص

يهدف هذا المشروع الي دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من (طابق ارضي + 8 طوابق) الواقعة في ولاية بوج بوعريريج المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية)حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل في 2003). مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمومية والافقية مضمونة بواسطة العارضات الاعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة، الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج Robot، تحديد أبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناءة صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر وأخيرا تم اجراء دراسة لبناء البنية التحتية عن طريق حساب الاساسات.

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة , عناصر مقاومة , جدران خرسانية , دراسة ديناميكية و مقاومة الزلازل

Remerciement

Avant tout propos, nous tenons à remercier dieu, le tout puissant qui nous a donné la force et le courage d'achever ce mode de travail.

Nous exprimons toute Notre profonde reconnaissance à **Mr: DJEDOUI NASSIM ET BENAMAR ABDELHAFID**, d'avoir accepté d'encadrer Ce projet et pour ses conseils et aides précieux de Notre travail.

Nous adressons nos remerciements à tous les enseignants de département de génie civil.

nous remercions du fond de notre cœur tout ce qui ont participé de près ou de loin à notre formation et pour la réalisation de ce projet.

Enfin, nous souhaitons que ce projet soit utile à nos successeurs étudiants, et il leur permet d'élaborer des projets mieux que le notre.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

*Je voudrais remercier particulièrement nous promotrice DJEDOU
NASSIM ET BENAMAR ABDELHAFID pour leurs soutiens, leurs
disponibilité, leurs précieux conseil et encouragements et me faire
l'honneur d'assuré le suivre de mon projet de fin D'étude*

A tous mes amis (es) et toute la promotion de master2 génie civil

Table des matières

Introduction	1
1. Introduction :	3
1.1.Présentation de l'ouvrage :	3
1.2. Caractéristiques géométriques :	3
2..Ossature :	6
2.1. Classification Du Bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) :	6
2.2. Plancher:	6
2.3. Escalier :	6
2.4. Maçonneries :	6
2 .5.Caractéristiques mécanique des matériaux	6
2.6.Le Béton	6
2.7. Résistance mécanique du béton :	7
a. Résistance à la compression : BAEL91 (ART.A.2.1, 1).....	7
b-Résistance à la traction : BAEL91 (ART.A.2.1, 12).....	8
c-Modules de déformation longitudinale : BAEL91 (ART.A.2.1, 22)	8
d-Coefficients de poisson : BAEL91 (ART.A.2.1, 3).....	9
e-Contrainte de calcul du béton comprimé	9
3 L'Acier :	11
3.1. Définition	11
3.2. Caractéristiques mécaniques :	11
a:Contrainte limite des Aciers :	11
b:Etat limite ultime : BAEL91 (ART.A.2.2, 2)	11
C :Etat limite de service : BAEL91 (ART. A.4.5,3).....	12
4.Actions et sollicitations :	12
4.1: Les différents types d'actions :	12
1 :Les actions permanentes (G) :	12
2 :Les actions variables (Q) :	13
3 :Les actions accidentelles (FA) :	13
4.2: Valeurs de calcul des actions :	13
a: Combinaison d'actions à l'ELU:	13
II.1.Introduction :	14
II.1.2.Les planchers :	14
II.1.2.1.Planchers à corps creux :	14
II.1.2.2.Nervure:	15
II.1.2.3.Les poutres :	16

II.1.2.4. Pré- dimensionnement des poutres:	16
II.1.2.5 Les poteaux:.....	17
II.1.2.6 Les voiles : (RPA 99 v 2003.art,7.7.1).....	18
II.2..Les escaliers:	19
II.2.1.Dimnsionnement :	20
II.2.2.La descente des charges appliquées	21
II.2.2.1. Principe :	21
II.2.2.2. Plancher terrasse non accessible :	21
II.2.2.3.Plancher étage.....	21
II.2.5.Maçonnerie:	22
1: Murs extérieurs.....	22
2:Murs intérieurs	22
II.2.3.Les Balcons:	23
1: Balcon d'étage courant (accessible):.....	23
2: Balcon terrasse (non accessible):	23
II.3 L'Acrotère :	23
II.4 Les escaliers:	24
1: paillasse:.....	24
2:Palier:	24
II.5 Tableau récapitulatif:	25
II.6.Descente des charges:.....	25
II.6.1.La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :.....	25
1 :Poteau intermédiaire :	26
II.6.2.Vérification de la section de poteau	29
1 : Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité.....	29
2 :Vérification au flambement :(C.B.A.93.B.8.4.1)	30
3 :Vérification vis-à-vis du RPA99 (art 7.4.3.1) :.....	32
III.1.L'acrotère :.....	34
III.1.1 Calcul des sollicitations :	35
III.1.2 Ferrailages:	35
III.1.3.Schéma de ferrailage.....	37
III.2.Les Balcons :.....	38
III.2.1.Evaluation des charges :	39
III.2.2.Calcul des moments :.....	39
III.3 Les escaliers:.....	42
III.3.1 étude de l'escalier.....	42

1 :Vérification à l'E.L.S (C.B.A93)	43
1.1 :Vérification des contraintes	43
2 :Calcul de la flèche :	44
3 :Calcul des contrant :	45
III.3.2.Shéma de ferrailage	48
III.3.3.Etude de la poutre palier.....	48
1 :Dimensionnement :	48
2 : Evaluation des charges :	48
3: Calcul des réactions :	49
4 : Combinaison des charges :	49
5:Calcul des moments:.....	49
III.4.3.1.calcul de ferrailage:	49
1:Armature longitudinale:.....	49
III.4.3.2.Armatures de répartition :	51
III.4.3.3. Armatures de répartition	52
III.4.3.4. Vérification de l'effort tranchant :	52
1: Pour des fissurations peu préjudiciables on a	52
III.4.3.5.Étude de la poutre sous l'effet de la torsion:.....	53
1: Armature longitudinale :	53
2:Armatures transversales :	54
III.4.3.6.Vérification de la flèche :.....	55
1:Vérification à ELS :	55
2:Contrainte dans le béton :.....	56
3.1;Schéma de ferrailage :	56
III.5.Les planchers.....	56
III.5.1 Evaluation des charges :	56
III.5.2.Type des poutrelles :	57
1 :Détermination des sollicitations	57
2 :Application de la méthode :	57
3 :Valeurs des moments :	58
III.5.3 Détermination des sollicitations :	59
III.5.4Ferrailage des poutrelles :	64
III.5.5 Vérifications à l'ELS	67
III.5.6 Schéma de ferrailage :	72
III.5.7 Ferrailage de la dalle de compression :.....	73
III.6. Étude des dalles pleines :.....	74

III.6.1 Dalle pleine sur trois appuis (palier)	74
III.6.2 Dalle pleine sur quatre appuis	77
III.6.3 Étude de la dalle d'ascenseur :	79
IV :Etude dynamique et sismique	86
IV.1 Introduction	86
IV.2 Objectifs de l'étude dynamique :	86
IV.3 Choix de la méthode de calcul :	86
IV.4 Présentation de la méthode modale spectrale :	86
IV.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/V2003	91
IV.5.1 Vérification la période	91
IV.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques	93
IV.5.3 Vérification des déplacements :	93
IV.5.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ	96
IV.5.5. Vérification de l'excentricité	97
IV.6 Conclusions :	97
V. Ferrailage des éléments structuraux :	99
V.1 Introduction :	99
V.2 Étude des poteaux :	99
V.2.1 Les armatures longitudinales	99
V.2.3 Calcul du ferrailage	100
V.2.4 Les armatures transversales	106
V.2.5 Disposition constructive des poteaux :	108
V.3 Etude des poutres:	111
V.3.1 Les recommandations du RPA99	111
V.3.2 Sollicitation et ferrailage des poutres :	111
V.4 Etude des voiles :	120
V.4.1 Les recommandations du RPA99	120
V.4.3 Ferrailage	123
V.4.4 Schéma de ferrailage	124

Liste des figures

<i>Figure.I.1.Vue en plan et en élévation du bâtiment étudié</i>	16
<i>Figure.I.2.Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton</i>	19
<i>Figure.I.3.Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}</i>	19
<i>Figure.I.4.Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance</i>	20
<i>Figure.I.5.Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU</i>	21
<i>Figure.I.6.Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS</i>	21
<i>Figure.I.7.Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU</i>	23
<i>Figure.II.1.Schéma de poutrelle</i>	25
<i>Figure.II.2 .Schéma de la dalle corps creux.</i>	26
<i>Figure.II.3.Coupe de voile en élévation</i>	29
<i>Figure.II.4.Schéma statique de l'escalier</i>	31
<i>Figure .II.5.Planché terrasse</i>	32
<i>Figure.II.6.Planche étage courant</i>	33
<i>Figure.II.7.Schéma de mur</i>	34
<i>Figure.II.8.Schéma statique de l'acrotère</i>	35
<i>Figure.II.9.Descente des charges</i>	37
<i>Figure.II.10. La surface afférente par poteau intermédiaire</i>	38
<i>Figure.II.11.La surface afférente par poteau de rive</i>	50
<i>Figure.II.12.La surface afférente par poteau d'angle</i>	60
<i>Figure.III.1.Corps Creux</i>	73
<i>Figure.III.2.composition de plancher ceps creux</i>	74
<i>Figure.III.3.Schémas statiques de type 1</i>	76
<i>Figure.III.3.Schémas statiques de type 2</i>	81
<i>Figure.III.3.Schémas statiques de type 3</i>	83
<i>Figure.III.4.Ferraillage des planchers</i>	90
<i>Figure.III.5.Ferraillage de nervures</i>	91
<i>Figure.III.6.Ferraillage de la dalle de compression</i>	91
<i>Figure.III.7.schéma des charges équivalent</i>	93

<i>Figure.III.8.schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier</i>	94
<i>Figure. III.9.Schéma de ferrailage de l'escalier</i>	98
<i>Figure.III.9.1.Coupe Poutre palière</i>	103
<i>Figure. III 10.Schéma de ferrailage de la poutre palière</i>	104
<i>Figure.III.11.Schéma de balcon</i>	105
<i>Figure.III.12.Plan de ferrailage du balcon type (1)</i>	112
<i>Figure. III. 13. Schéma statique</i>	113
<i>Figure .III.14.Schéma statique</i>	115
<i>Figure. III.15.Schéma de la section d'armature</i>	116
<i>Figure. III .16.Ferrailage de l'acrotère</i>	121
<i>Figure. IV.1.Modélisation de structure</i>	129
<i>Figure. IV.2.Disposition des voiles</i>	129
<i>Figure. IV.3.Déplacement sens X-X</i>	132
<i>Figure. IV.4.Déplacement sens Y-Y</i>	134
<i>Figure. V.1.Ferrailage de poteaux (50x45)</i>	149
<i>Figure. V.2.Ferrailage des poutres principales</i>	159
<i>Figure. V.3.Ferrailagedespoutres secondaire</i>	159
<i>Figure.V.4.Disposition des armatures verticales dans les voiles</i>	161
<i>Figure.V.5.Ladisposition des voiles</i>	164
<i>Figure.V.6.Schéma de ferrailage des voiles</i>	169
<i>Figure.VI.1.Ferrailage de radier</i>	191
<i>Figure.VI.2.Ferrailage de longrine</i>	192
<i>Figure.VI.3.La dalle flottante</i>	194

Liste des tableaux

<i>Tab.I.1.Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e</i>	22
<i>Tab.I.2.Tableau récapitulatifs</i>	26
<i>Tab.II.1.Surcharge d'exploitation : (DTR.BC2-2)</i>	32
<i>Tab.II.2.Surcharge d'exploitation : (DTR.BC2-2)</i>	33
<i>Tab.II.3.Surcharge d'exploitation :(DTR.BC2-2)</i>	34
<i>Tab.II.4.Surcharge d'exploitation :(DTR.BC2-2)</i>	34
<i>Tab.II.5.Charges et surcharges</i>	36
<i>Tab.II.6.Charges et surcharges</i>	38
<i>Tab.II.7.Tableau Récapitulatif</i>	49
<i>Tab.II.8.Charges et sur charges</i>	50
<i>Tab.II.9.Tableau Récapitulatif</i>	59
<i>Tab.II.10.Charges et surcharges</i>	60
<i>Tab.II.11.Tableau Récapitulatif</i>	71
<i>Tab.III.1.Tableau Récapitulatif</i>	77
<i>Tab.III.2.Les moments de travées</i>	79
<i>Tab.III.3.Les moments d'Appuis</i>	79
<i>Tab.III.4.Les moments de travées</i>	80
<i>Tab.III.5.Les moments de travées</i>	80
<i>Tab.III.6.Les moments d'appuis</i>	81
<i>Tab.III.7.Les moments de travées</i>	82
<i>Tab.III.8.Les efforts ELU</i>	82
<i>Tab.III.9.Les efforts tranchants E.L.S</i>	83

<i>Tab.III.10.Les moments en appuis</i>	83
<i>Tab.III.11.Les moments de travée</i>	84
<i>Tab.III.12.Les efforts tranchants E.L.U</i>	84
<i>Tab.III.13.Les efforts tranchants E.L.S</i>	84
<i>Tab.III.14.Les moment et les efforts tranchant ELU et ELS</i>	85
<i>Tab.III.15.Tableau récapitulatif des résultats</i>	86
<i>Tab.III.16.Tableau récapitulatif des résultats</i>	86
<i>Tab.III.17.Tableau récapitulatif des résultats</i>	87
<i>Tab.III.18.Charges et surcharge de palier</i>	92
<i>Tab.III.19.Charges et surcharges de paillasse</i>	93
<i>Tab.III.20.Tableau récapitulatif des résultats</i>	93
<i>Tab.III.21.Tableau récapitulatif</i>	94
<i>Tab.III.22.Tableau récapitulatif</i>	95
<i>Tab.III.23.Tableau récapitulatif</i>	95
<i>Tab.III.24.Tableau récapitulatif</i>	96
<i>Tab.III.25.Tableau récapitulatif</i>	96
<i>Tab.III.26.Tableau récapitulatif</i>	103
<i>Tab.III.27.Tableau récapitulatif</i>	109
<i>Tab.III.28.Tableau récapitulatif</i>	118
<i>Tab.IV.1.Coefficients d'accélération A</i>	124
<i>Tab.IV.2.Facteur de qualité Q</i>	125
<i>Tab.IV.3.Coefficient d'amortissement critique</i>	126

<i>Tab.IV.4.Tableau récapitulatif</i>	128
<i>Tab.IV.5.Vérification le période</i>	130
<i>Tab.IV.6.Vérification des forces sismiques</i>	131
<i>Tab.IV.7.Vérification des déplacements x-x</i>	133
<i>Tab.IV.8.Vérification des déplacements y-y</i>	134
<i>Tab.IV.9.Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ</i>	136
<i>Tab.IV.10.Vérification de l'excentricité</i>	136
<i>Tab.V.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	139
<i>Tab.V.1.3.Tableau d pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales</i>	140
<i>Tab.V1.4.Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison</i>	141
<i>Tab.V.5.Tableau récapitulatif des résultats</i>	145
<i>Tab.V.5.Tableau récapitulatif des résultats</i>	148
<i>Tab.V.5.Tableau récapitulatif des résultats</i>	150
<i>Tab.V.5.Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5.Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5.Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5.Tableau récapitulatif des résultats</i>	152
<i>Tab.V.5.Nappe supérieure</i>	153
<i>Tab.V.5.Tableau récapitulatif des résultats</i>	153
<i>Tab.V.5.Tableau récapitulatif des résultats</i>	155
<i>Tab.V.5.Tableau récapitulatif des résultats</i>	155
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	156
<i>Tab.V.5. Tableau récapitulatif des résultats</i>	156
<i>Tab.V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	156
<i>Tab.V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	156
<i>Tab.V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	156
<i>Tab. V.5. La combinaison : G+Q+Ex</i>	157
<i>Tab.V.5. Résumés des résultats</i>	158

<i>Tab V.5 sollicitations des voiles</i>	164
<i>Tab V.5 Tableau récapitulatif des résultats</i>	167
<i>Tab V.5 Tableau récapitulatif des résultats</i>	169
<i>Tab IV.1 Tableau récapitulatif des résultats</i>	178
<i>Tab IV.2 Tableau récapitulatif des résultats</i>	178
<i>Tab IV.3 Tableau récapitulatif des résultats</i>	179
<i>Tab IV.4 Tableau récapitulatif des résultats</i>	180
<i>Tab IV.5 Tableau récapitulatif des résultats</i>	181
<i>Tab IV.6 Tableau récapitulatif des résultats</i>	187
<i>Tab.IV.7.Tableau récapitulatif des résultats</i>	187
<i>Tab.IV.8.Tableau récapitulatif des résultats</i>	188
<i>Tab.IV.9.Tableau récapitulatif des résultats</i>	188

Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et industrielles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception et de la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile de préciser le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution des problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte des différents facteurs tels que la résistance, l'économie, l'esthétique, et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8). A usage d'habitations. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé à bordj bou arreridj (zone IIa) et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

- Le travail est partagé en 6 chapitres :

La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.

Le dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.

Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère au chapitre trois.

-Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel ROBOT.

Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.

-Dans le sixième chapitre l'étude des fondations a été menée.

CHAPITRE I :

**Présentation de l'ouvrage et
caractéristique des matériaux**

1. Introduction :

Le travail consiste à étudier un bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée et de 9 étages identiques à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible ; l'ouvrage sera implanté à la wilaya de **BORDJ BOU-ARRERIDJ** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le classement des zone établit par le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

1.1.Présentation de l'ouvrage :

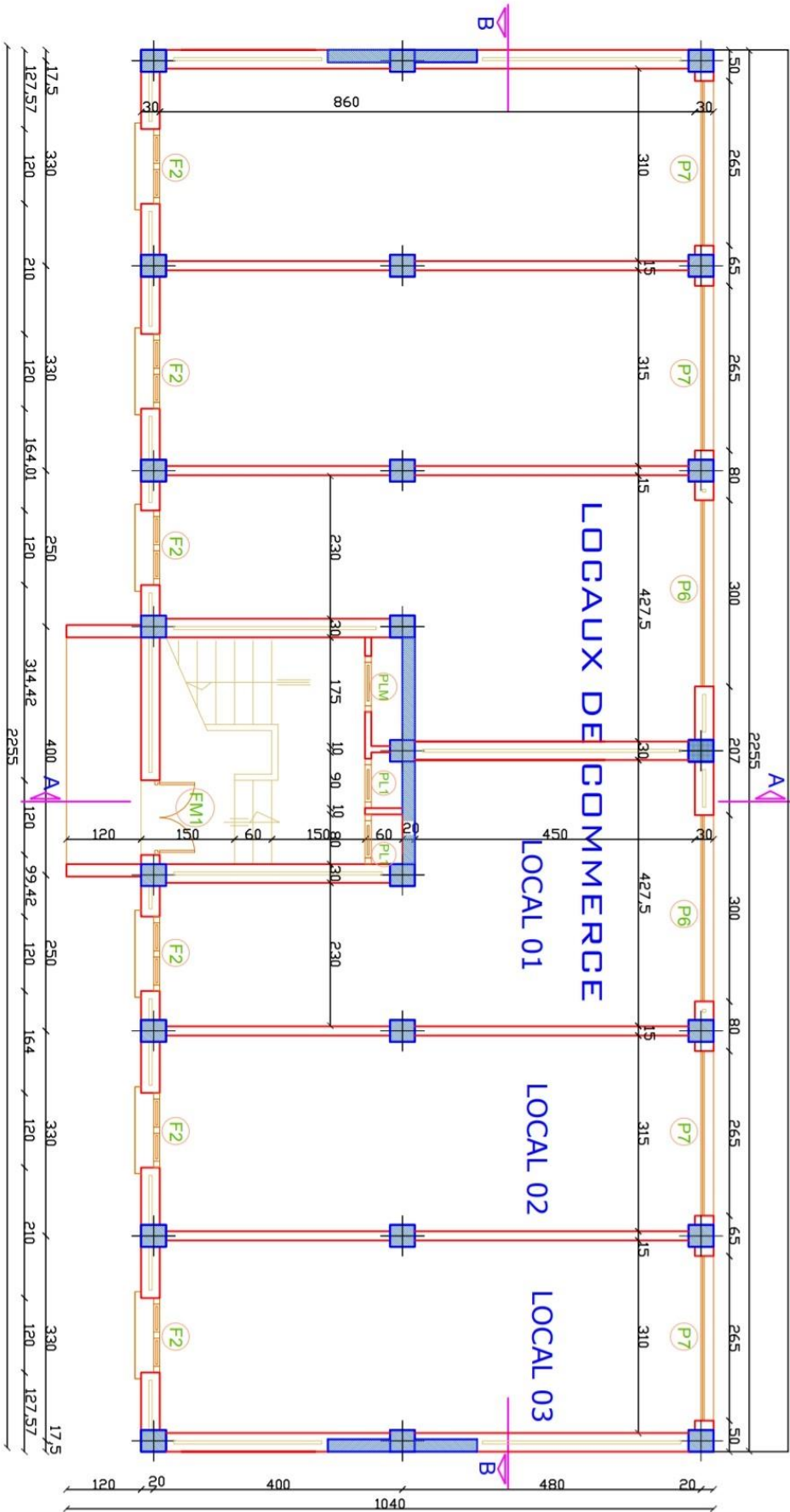
L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière En plan, de 09 niveaux chaque niveau contient deux logements(F4).

1.2. Caractéristiques géométriques :

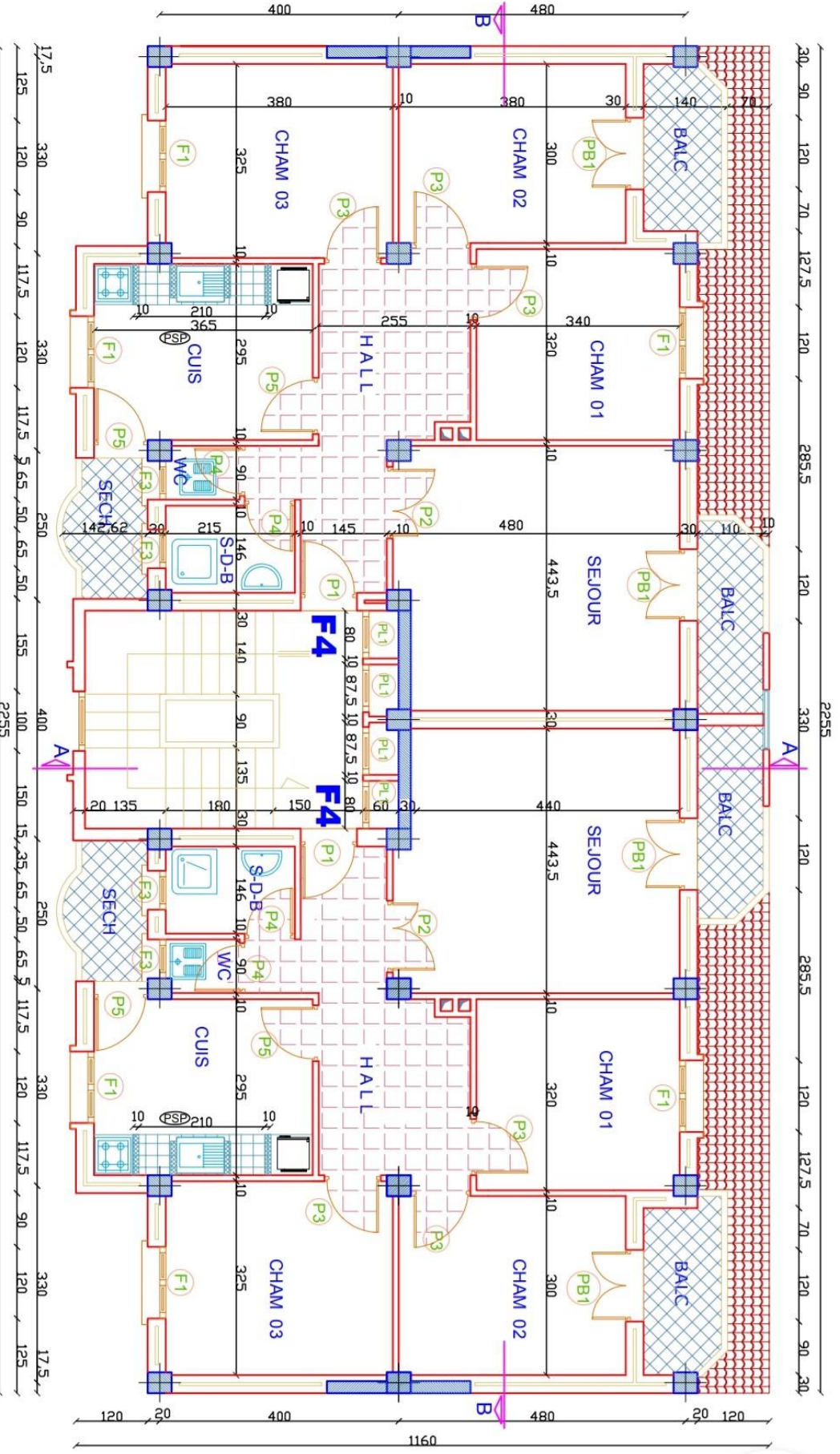
Les dimensions de la structure sont:

- Largeur en plan	11.60m
- Longueur en plan.....	22.55m
- Hauteur de rez-de-chaussée.....	3.06m
- Hauteur d'étage courant	3.06m
- Hauteur totale de bâtiment.....	27.54m

PLAN RDC



PLAN ETAGE COURANT



2..Ossature :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens ; donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de “ contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ” après vérifications

2.1. Classification Du Bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ groupe 2 », car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

2.2. Plancher:

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour un seul type de plancher : Plancher en corps creux.

2.3. Escalier :

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez- de- chaussée au 9 étage, l'escalier est constitué de deux volées et un palier de repos.

2.4. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses:

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10cm et 15 cm d'épaisseur) Séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur.

2.5.Caractéristiques mécanique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93) .

2.6 Le Béton

Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de 1m^3 de béton est:

- $350\text{Kg}/\text{m}^3$ de ciment CPJ 42.5.
- $400\text{L}/\text{m}^3$ de sable $D_g \leq 5\text{mm}$.
- $800\text{L}/\text{m}^3$ de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25\text{mm}$.
- $175\text{L}/\text{m}^3$ d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

2.7. Résistance mécanique du béton :

a. Résistance à la compression : BAEL91 (ART.A.2.1, 1)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir

d'essais sur des éprouvettes 16cm×32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de

réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \left. \begin{array}{l} \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ \\ \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right\} f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

- pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \left. \begin{array}{l} \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ \\ \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right\} f_{cj} = f_{c28}$$

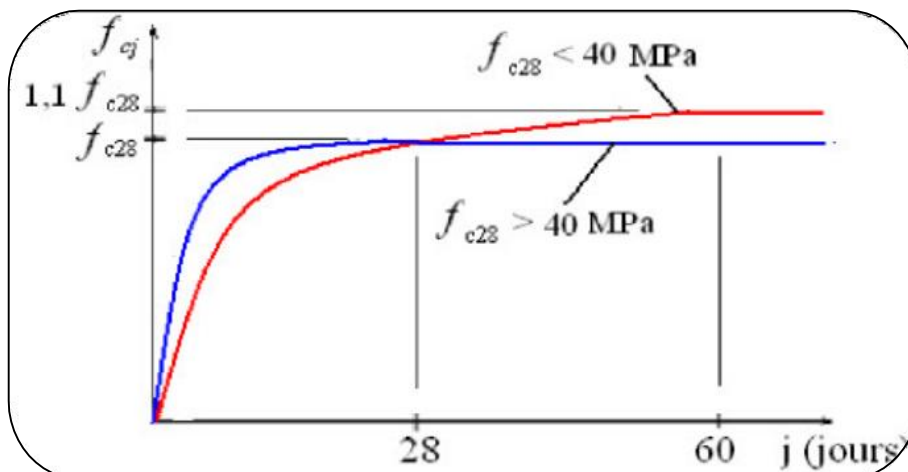


Figure. 1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b-Résistance à la traction : BAEL91 (ART.A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement Définie par relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$\text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa } f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3}$$

$$\text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

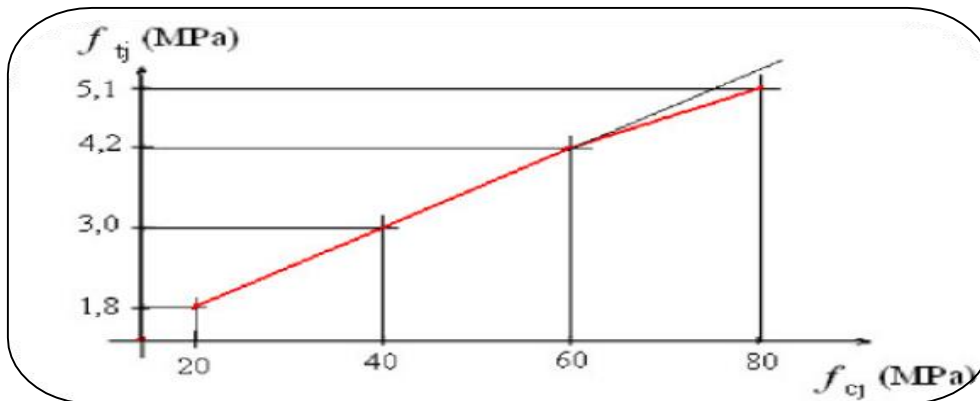


Figure. 2 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c-Modules de déformation longitudinale : BAEL91 (ART.A.2.1, 22)

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantané, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{ij} = 3 E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice}$$

$$E_{vj} = 6100 (f_{cj})$$

$$\text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice}$$

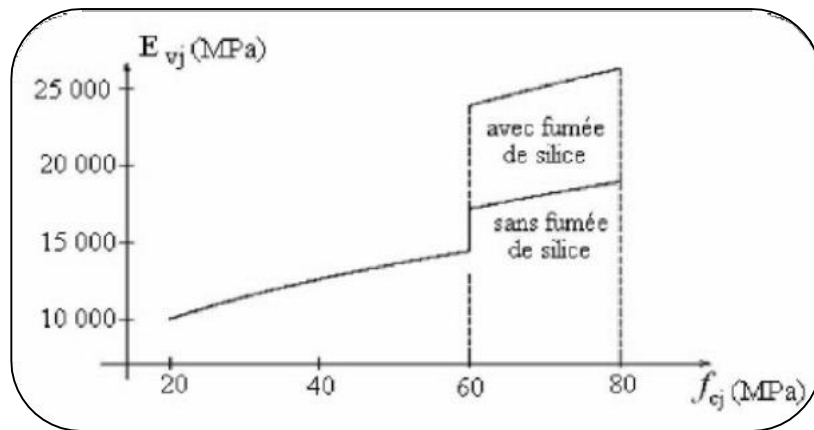


Figure.3: Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance

d-Coefficients de poisson : BAEL91 (ART.A.2.1, 3)

Le coefficient de Poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ Pour un calcul de déformations l'ELS.

e-Contrainte de calcul du béton comprimé :

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : **BAEL91 (ART. A.4.3, 41)**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle.

Sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur Cette figure.

$$\left\{ \begin{array}{ll} - S_{bc1} = 2\text{‰} & \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.} \\ - S_{bc1} = 3,5\text{‰} & \\ - (4,5; 0.025 f_{cj})\% & \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\text{Ou : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

- le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

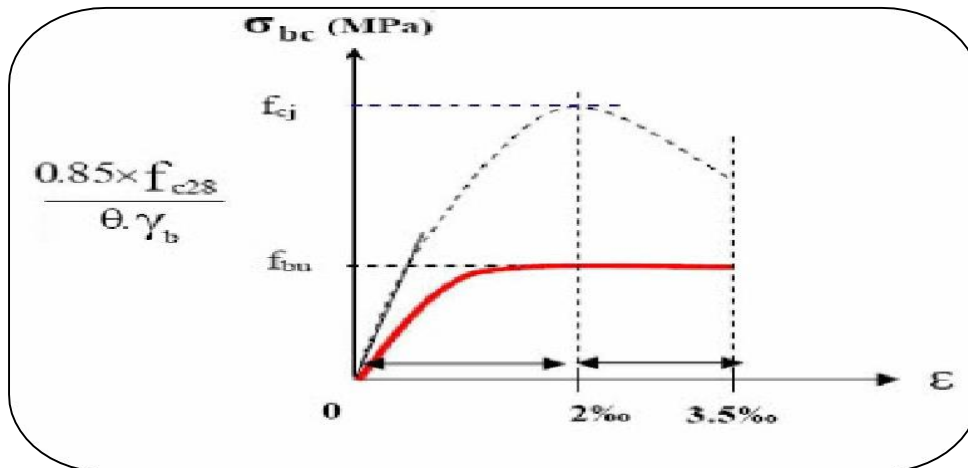


Figure.4: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

• **Etat Limite de Service:**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_v$ et $\nu = 0.2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée.

De plus, on adopte en générale une valeur forfaitaire pour le module de young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

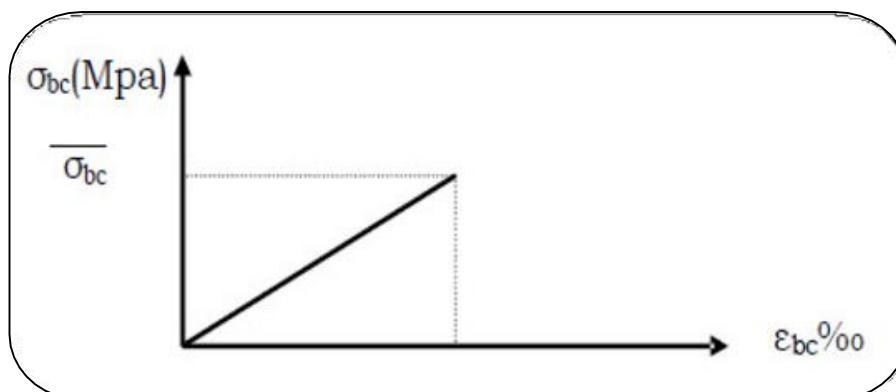


Figure.5: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc} \text{ avec : } \bar{\delta}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

3 L'Acier :

3.1. Définition :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

3.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire la caractéristique mécanique Des différents types

d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Tableau.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e

type	Nuance	Fe(Mpa)	Emploi
Rondslisses	FeE215	215	Emploi courant Epingles de levages des pièces préfabriquées
	FeE235	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE400	400	Emploi courant
	Fee500	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE400	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis
	FeTE500	500	
Filstréfileslisses Type 4	TL50Ø>6mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50Ø<6mm	520	

a:Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique À par des essais de traction, en déterminant la relation σ entre et la déformation relatives.

b:Etat limite ultime : BAEL91 (ART.A.2.2, 2)

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

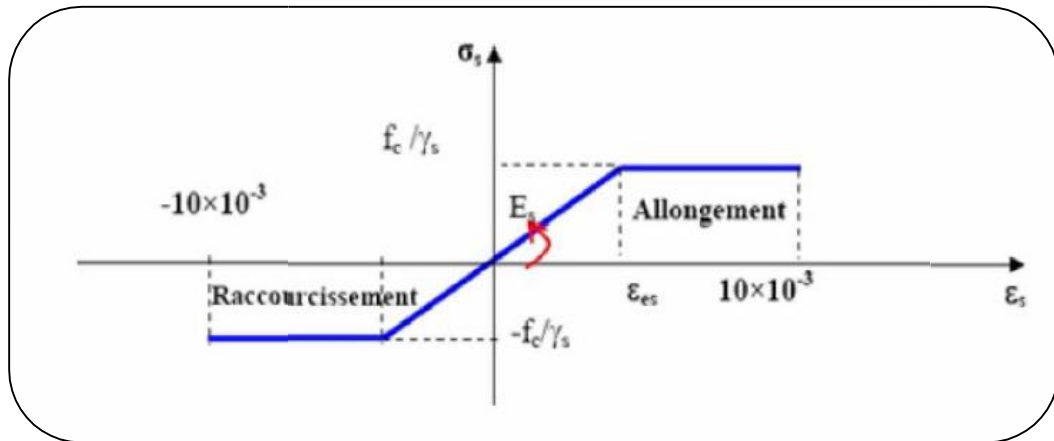


Figure.6: Diagramme à l'ELU contrainte déformation de calcul de l'acier

Avec:

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

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

γ_s = coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles ; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

C : Etat limite de service : BAEL91 (ART. A.4.5,3)

On ne limite pas de la contraintes de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_t \leq \bar{\sigma}_t = \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_t \leq \bar{\sigma}_t = \max(0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

4. Actions et sollicitations :

4.1: Les différents types d'actions :

1 : Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.

- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

2 : Les actions variables (Q) : Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques

3 : Les actions accidentelles (FA) : Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les explosions
- Les séismes.
- Les feux.

4.2: Valeurs de calcul des actions : Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a: Combinaison d'actions à l'ELU:

1 : Situation durable ou transitoire : On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération

2 : Situations accidentelles:

$$1.35G_{max} + G_{min} + FA + \psi_{1i}$$

$$Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1) \quad FA :$$

Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_i$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de} \\ & \text{la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

A : Combinaison d'action à l'E L S :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions

permanentes défavorables. G_{\min} :

l'ensemble des actions permanentes

favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des

sollicitations et des déformations sont :

Situations durables - ELU: $1.35G + 1.5Q$

- ELS: $G + Q$

Situations accidentelles $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$

CHAPITRE II :

Pré-Dimensionnement et descente des charges

II.Introduction :

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003),BAEL 91, CBA 93,...).

II.1.Les planchers :

II.1.2.1.Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est un élément qui joue un rôle et transmette les charges vers les poutres principales porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre ht:deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.2}$$

Avec :

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles adoptées.

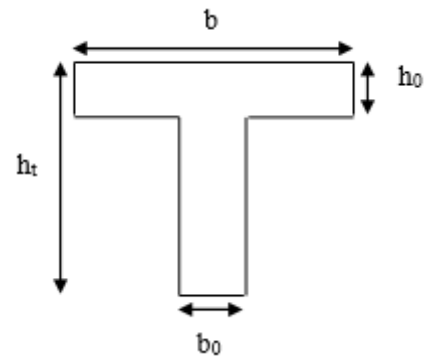


Figure.II.1: Schéma D'une poutre

h_t : hauteur total du plancher

$$L_{max} = (480 - 40) = 440\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{440}{22.2} = 19.55\text{cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_0 = 20 + 5$) = 25 cm

$h_{cc} = 20$ cm : Hauteur du corps creux.

$h_0 = 5$ cm : hauteur de la dalle de compression.

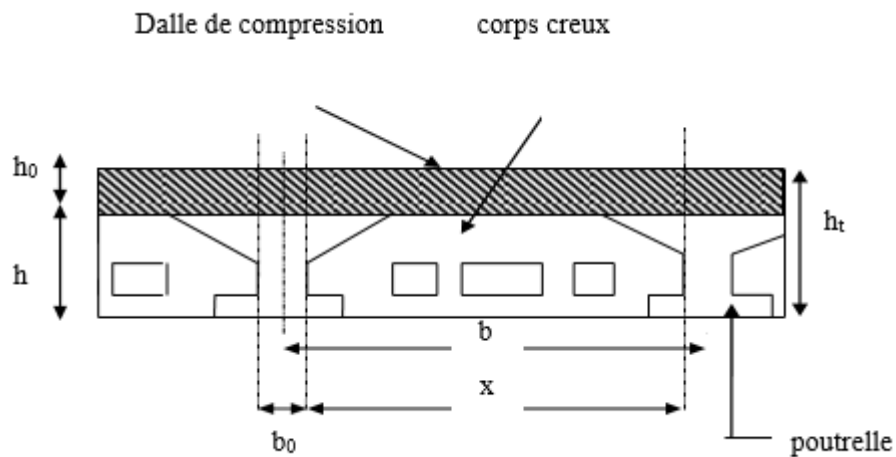


Figure II.2 : Plancher à corps creux

II.1.2.Nervure:

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique Géométrique suivante:

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

Avec: $b_1 = \min (10 / 2 ; 1 / 10)$

$h_t / 3 \leq b_0 \leq h_t / 2$

$25/3 \leq b_0 \leq 25/2$ donc $b_0= 10\text{cm}$.

$10= 65-10=55\text{cm}$

$b_1= (27.5, 30.5) = 27.5$ alors $b_1=27.5$

soit: $b=65\text{cm}$

h_t : la hauteur de la dalle

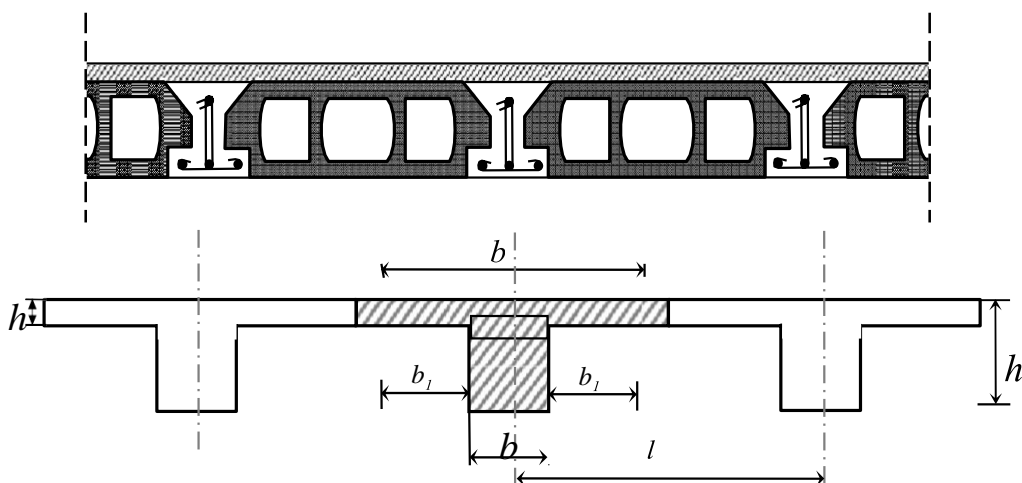


Figure II.3: caractéristique géométrique des nervures

Caractéristique géométrique	Valeur (cm)
Épaisseur de la dalle compression	05
Épaisseur de l'entrevous	20
Entraxe des nervures	65
Largeur des nervures	10

Tableau II-1: caractéristique géométrique des nervures

II.1.3. Les poutres :

D'après le [R.P.A99 (art 7.5.1)p68] les dimensions des poutres doivent respecter les valeurs suivantes:

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $h/b > 0.4$
- $b_{max} \leq 1.5h + b_1$

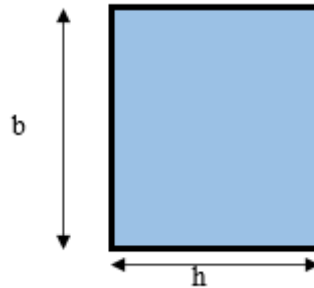


Figure.II.4: les dimensions des poutre

Où: **b** est la largeur de la poutre, **h** est la hauteur de la poutre.

Et d'après les conditions de fleche on doit verifier les formules suivantes selon le CBA93.

$$L/16 \leq h \leq L/10 \dots\dots\dots (1)$$

$$L/18 \leq h \leq L/15 \dots\dots\dots (2)$$

$$L/16 \leq h \leq L/12 \dots\dots\dots (3)$$

- (1) Pour les poutre sur appuis simples.
- (2) Pour les poutre continues (travée intermédiaire).
- (3) Pour les poutre continues (travée de rives).
- ★ Calcul de largeur b : $0.3h < b < 0.6h$

II.1.4. Pré- dimensionnement des poutres:

Type de poutre	Lmax (cm)	$L/16 < h < L/10$	Prendre h (cm)	$0.3h < b < 0.6h$	Prendre b adoptée (cm)	Vérification
principal	480	$30 < h < 48$	40	$12 < b < 24$	35	c.v
Secondaire	330	$20.62 < h < 33$	35	$10.5 < b < 21$	35	c.v

Tableau.II.2:Pré-dimensionnement des poutres

II.1.5 Les poteaux:

Les dimensions de la section trasversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : **(RPA 99v 2003.art,7.4.1).**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ (zone **IIa**)
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq h_1/b_1 \leq 4$

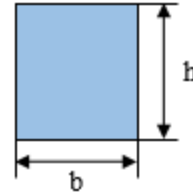


Figure.II.5: dimensionnement des poteaux

On prend pour comme un pré-dimensionnement une section carrée de:

- $50 \times 45 \text{ cm}^2$ pour les poteaux des étages (RDC, 1er ,2ème étage).
- $40 \times 40 \text{ cm}^2$ pour les poteaux des étages (3, 4, 5 ème étage).
- $35 \times 35 \text{ cm}^2$ pour les poteaux des étages (6, 7, 8 ème étage).

Utilisez différentes dimensions des poteaux afin de réduire le cout et le poids de la structure dans la zone de sécurité.

Verification :

Pour : les poteaux $(50 \times 45) \text{ cm}^2$ R D C

- ❖ $\text{Min}(50,45) \geq 25 \text{ cm}$ (condition vérifiée)
- ❖ $\text{Min}(50,45) \geq 3.06/20 = 15.3$ (condition vérifiée)
- ❖ $1/4 < 50/45 = 1 < 4$ (condition vérifiée)

Poteaux (cm ²)	étages	Hauteur des étages (m)	verification
(50×45)	R.D.C	3.06	condition vérifiée
	1 ^{er}	3.06	
	2 ^{ème}	3.06	
(40×40)	3.4.5 ^{ème}	3.06	
(35×35)	6.7.8 ^{ème}	3.06	

Tableau.II.3: pré-dimensionnement des poteaux.

II.1.6 Les voiles : (RPA 99 v 2003.art,7.7.1).

- les voiles et les murs sont des éléments principaux porteurs ayant deux dimensions grands par rapport ont l'autre appelée Épaisseur.
- les voiles sont réalisés en béton armé ou en béton.
- les murs sont réalisés en maçonnerie non armé.

Role des voiles et des murs :

- Reprennent Presque la totalité des charges horizontales et des charges verticales.
- Participent au contreventement de la construction (vent,séisme).
- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie, coupe-feu.
- De servir de cloisons de separation entre locaux.

Coupe de voile en élévation:

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus,l'épaisseur doit être de terminée es fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure suivante :

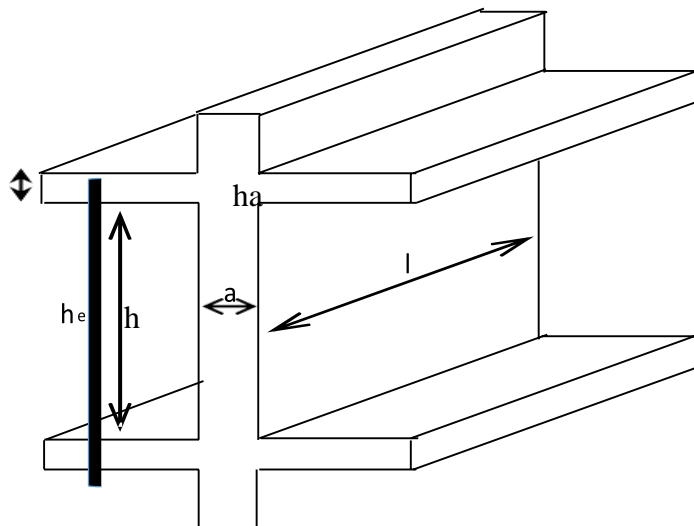


Figure II.6:Pré-dimensionnement des voiles

S'agissant de projet on a pour: $a > h_e/20$

	<i>RDC</i>	<i>1^{er}</i>	<i>2^{eme} au 8^{eme}</i>
<i>H_e(cm)</i>	<i>276</i>	<i>266</i>	<i>266</i>
<i>a(cm)</i>	<i>13.8</i>	<i>13.3</i>	<i>13.3</i>

Tableau.II.4 : Pré-dimensionnement des voiles

Donc on prend une épaisseur constant pour tous les voiles **a= 20 cm**

II.2.Les escaliers:

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la longueur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchet.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbée dans lequel qu'on appelle le limon; la projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

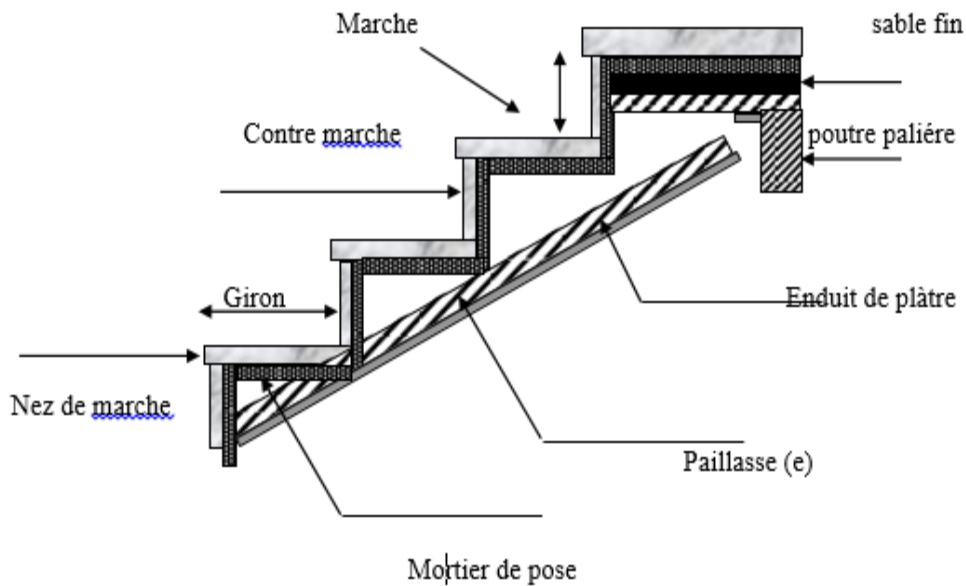


Figure.II.7:détail d'un escalier

Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers qui sont:

Type 1 : escaliers droits à deux volées (figure II.9) :

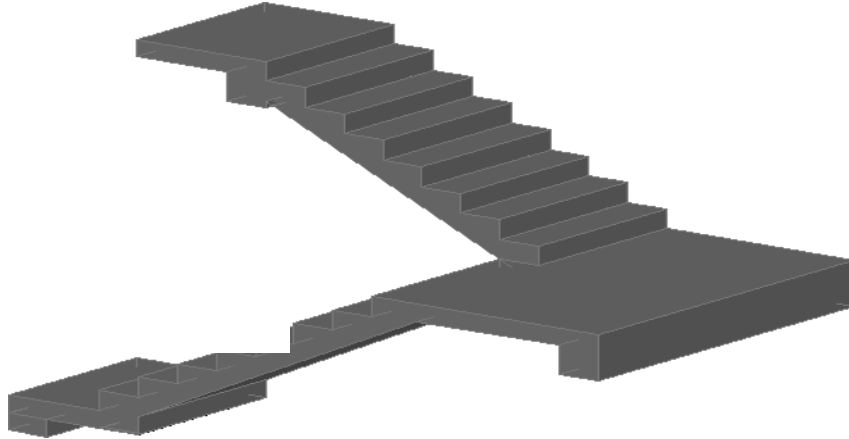


Figure.II.8 : Escalier à deux volées

II.3. Dimensionnement :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL :

$$60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

• Etude des escaliers

- Hauteur d'étage: $h_e = 306$ cm.
- Hauteur de gravier: $H_1 = H_2 = 153$ cm.
- Choix la hauteur marches: $h = 15$ cm.
- Détermination du nombre de marches: $n = H/h = 10$ marches.
- Détermination du giron : $g = 30$ cm
- $L = 240$ cm
- Inclinaison: $\text{tga} = H/L = 153/240 = a = 32.51^\circ$
- Paillasse: $LP = 153/\sin a = 284.67$ cm.

les types	$H_e(\text{cm})$	$H_1(\text{cm})$	$H_2(\text{cm})$	L0		n(marche)		a°		$L_p(\text{cm})$	
				H1	H2	H1	H2	H1	H2	H1	H2
1	/	68	/	90		4		37.1		112.8	
2	306	153	153	240	240	10	10	32.51	32.51	284.67	284.67

Tableau II.5. pré-dimensionnement des escaliers

Epaisseur de la dalle d'escalier

Condition de fleche:

$$Lp/30 < e < Lp/20$$

Pour $Lp=284$ cm alors : $9.466 < e < 14.2$

Donc on prend: $e_p=15$ cm

II.4.La descente des charges appliquées:

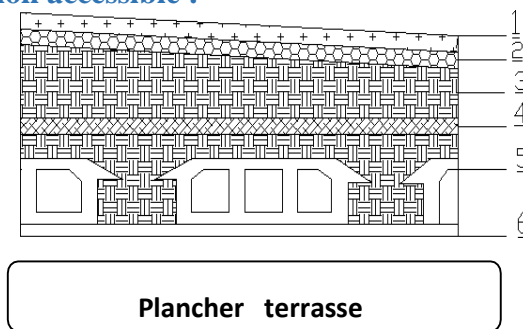
II.4.1. Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'aux fondations. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades ... Etc.) et les charges d'exploitations.

Rôle de la descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles, poutres).

II.4.2. Plancher terrasse non accessible :



II.4.3. Détermination des charges appliquées :

Tableau.II.6 :charge du plancher terrasse.

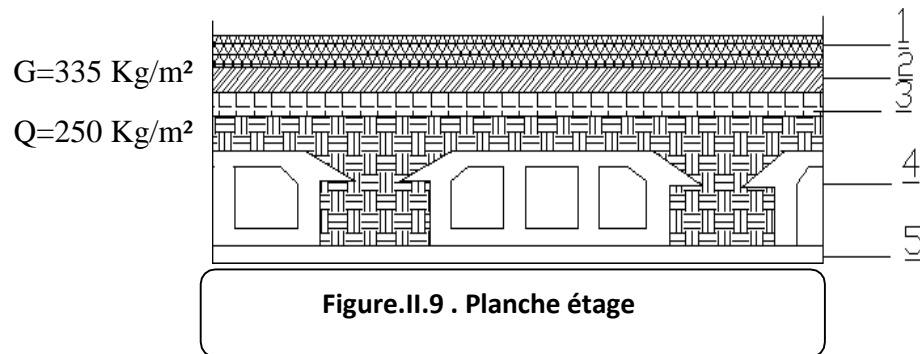
N°	Désignation	e(cm)	γ (Kg / m ³)	Poids (kg / m ²)
01	Gravier	0.05	2000	100
02	Étanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	20+5	-	285
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Total :				633

II.4.4. Plancher étage

Courant :(Habitation)

Tableau.II.7:charge du plancher étage courant.

N°	Désignation	e(cm)	γ (kg/m ³)	poids (kg/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher à corps-creux	20+5	-	285
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons légères	0.1	100	10
total				435



II.4.5.Maçonnerie:

1: Murs extérieurs

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30% d'ouverture.

N°	Désignation	e(cm)	γ (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Enduit extérieur	0.02	2000	40
2	Brique creuses	0.15	1400	210
3	Brique creuses	0.1	1400	140
4	Enduit intérieur	0.015	1000	15

Avec 30% d'ouverture: $405 \times 0.7 = 283.5 \text{ kg/m}^2$

2:Murs intérieurs

N°	Désignation	e(cm)	$\gamma(\text{kg}/\text{m}^3)$	Poids(kg/m^2)
1	Enduit extérieur	0.015	1000	15
2	Brique creuses	0.1	1400	140
3	Enduit intérieur	0.015	1000	15

$$G=170 \text{ kg}/\text{m}^2$$

II.4.6. Les Balcons:

1: Balcon d'étage courant (accessible):

N°	Désignation	e(cm)	$\gamma(\text{kg}/\text{m}^3)$	Poids(kg/m^2)
1	Poids Propre du la dalle (15 cm)	0.15	2500	375
2	Poids Propre du la carrelage (2 cm)	0.02	2200	44
3	Mortier de pose (2 cm)	0.02	2000	40
4	Enduit de ciment (1 cm)	0.01	2000	20
				S = 479 kg/m^2

$$G=479 \text{ kg}/\text{m}^2 \quad Q=350 \text{ kg}/\text{m}^2$$

2: Balcon terrasse (non accessible):

N°	Désignation	e(cm)	$\gamma(\text{kg}/\text{m}^3)$	poids(kg/m^2)
1	Protection en gravillon roulé (5 cm)	0.05	2000	100
2	Étanchéité multicouches (2 cm)	0.02	600	12
3	Forme de pente 1 % (7 cm)	0.07	2000	140
4	Isolation thermique en liege (4 cm)	0.04	400	16
5	Poids propre de la dalle (15 cm)	-	-	375
6	Enduit en plâtre (2 cm)	0.02	1000	20
				S= 633

$$G=633 \text{ kg}/\text{m}^2 \quad Q=100 \text{ kg}/\text{m}^2$$

II.5. L'Acrotère :

Section transversale:

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

$$\text{Poids propre} = 0.069 \times 2500 = 172.5 \text{ kg}/\text{ml}$$

$$\text{Revetment en enduit de ciment} = 0.02 \times 2000 (0.6 + 0.2 + 0.08 + 0.1 + 0.5) = 59.2 \text{ kg}/\text{ml}$$

$$G = 172.5 + 59.2 = 231.7 \text{ kg}/\text{ml}$$

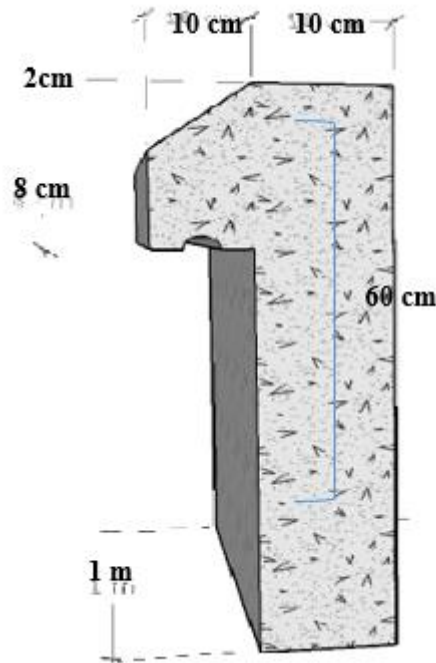


Figure .II.10: L'Acrotère

II.5.1 Les escaliers:

1: paillasse:

N°	Désignation	e(cm)	$\gamma(\text{kg}/\text{m}^3)$	Poids(kg/m ²)
1	Poids Propre.de la paillasse (15 cm)	0.15	2500	443.15
2	Poids Propre des marches 15/2	0.15/2	2500	187.5
3	Mortier de pose (2cm)	0.02	2000	40
4	Enduit de ciment (2cm)	0.02	2000	40
5	Poids propre de carrelage (2 cm)	0.02	2200	44
6	Garde de corps	-	-	10
				S=764.65

$$G= 764.65 \text{ kg/m}^2$$

$$Q=250 \text{ kg/m}^2$$

2:Palier:

N°	Désignation	e(cm)	$\gamma(\text{kg}/\text{m}^3)$	Poids(kg/m ²)
1	Poids Propre de la palier (15cm)	0.15	2500	375
2	Mortier de pose (2cm)	0.02	2000	40
3	Enduit de ciment (2cm)	0.02	2000	40
4	Carrelage (2cm)	0.02	2200	44
				S=499

$$G= 499\text{kg/m}^2$$

$$Q=250\text{kg/m}^2$$

II.5.2 Tableau récapitulatif:

Élément		Charge permanente G(Kg/m ²)	Surcharge d'exploitation Q(Kg/m ²)
Plancher terrasse		639	100
Plancher étage courant		535	150
Mur extérieur		283.5	/
Mur intérieur		170	/
Balcon accessible		479	350
Balcon non accessible		633	100
Acrotère		231.7	100
Escalier	Paillasse	764.65	250
	Palier	499	250

II.6.Descente des charges:

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

Charge permanente "G"

Charge d'exploitation "Q"

II.6.1.La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

On adoptera pour le calcul :

- Sous terrasse Q_0 .
- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous troisième étage $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants $Q_0 + (3+n)/2n + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

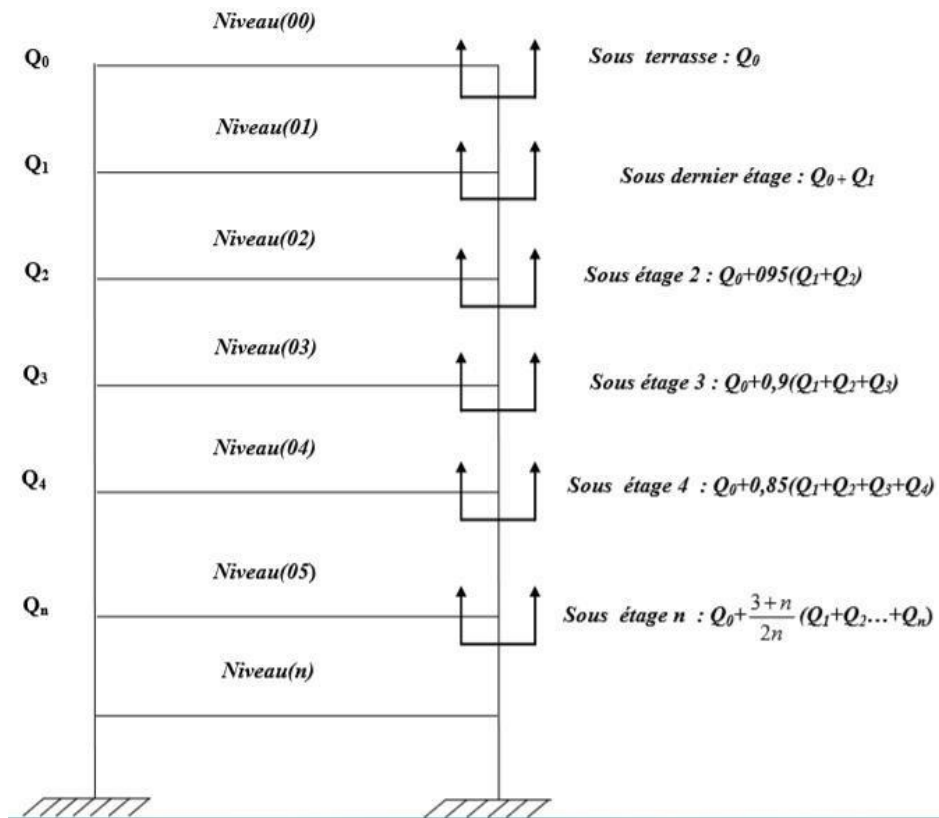


Figure.II.11: les dégressions des charges

1 :Poteau intermédiaire :

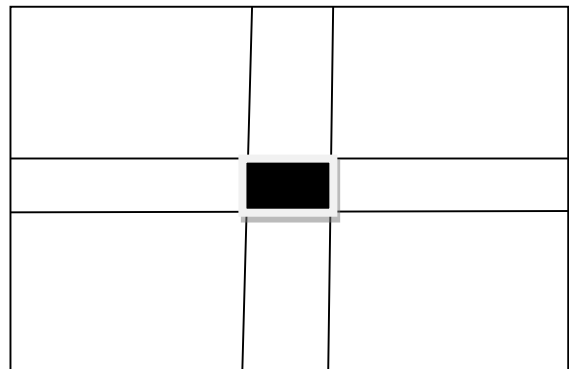


Figure.II.12:Poteau intermédiaire

$$SG = (1.55 + 1.55) \times (1.9 + 2.3)$$

$$SQ = (1.55 + 0.35 + 1.55) \times (1.9 + 0.35 + 2.3)$$

$$SQ_1 = 15.69 - (0.35)^2 = 15.56 \text{ m}^2$$

$$SQ_2 = 15.69 - (0.4)^2 = 15.53 \text{ m}^2$$

$$SQ_3 = 15.69 - (0.45)^2 = 15.48 \text{ m}^2$$

$$SG = 13.02 \text{ m}^2$$

$$SQ = 15.69 \text{ m}^2$$

pour étage 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}
 pour étage 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}
 pour étage RDC, 1^{er}, 2^{ème}

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Plancher terrasse	82.41	
	Poutre principal+secondaire	26.03	
	Surcharge		15.69
TOTAL		108.44	15.69
1-1	Plancher courant	56.63	
	Poutre principal+secondaire	26.03	
	Poteau	9.37	
	Mur intérieur	23.81	
	Surcharge		23.53
	Revenant 0-0	108.44	15.69
TOTAL		224.29	39.22
2-2	Plancher courant	56.63	
	Poutre principal+secondaire	26.03	
	Poteau	9.37	
	Mur intérieur	23.81	
	Surcharge		23.53
	Revenant 1-1	224.29	39.22
TOTAL		340.14	62.75
	Plancher courant	56.637	

3-3	Poutre principal+secondaire	26.03	
	Poteau	9.37	
	Mur intérieur	23.81	
	Surcharge		23.53
	Revenant 2-2	340.14	62.75
TOTAL		455.99	86.28
4-4	Plancher courant	56.63	
	Poutre principal+secondaire	26.03	
	Poteau	12.24	
	Mur intérieur	23.81	
	Surcharge		23.5
	Revenant 3-3	455.99	86.28
TOTAL		574.71	109.78
5-5	Plancher courant	56.63	
	Poutre principal+secondaire	26.03	
	Poteau	12.24	
	Mur intérieur	23.81	
	Surcharge		23.5
	Revenant 4-4	574.71	109.78
TOTAL		693.42	133.28
6-6	Plancher courant	56.63	
	Poutre principal+secondaire	26.03	
	Poteau	12.24	
	Mur intérieur	23.81	
	Surcharge		23.5
	Revenant 5-5	693.42	133.28
TOTAL		812.14	156.78
7-7	Plancher courant	56.63	
	Poutre principal+secondaire	26.03	
	Poteau	15.49	
	Mur intérieur	23.81	
	Surcharge		23.42
	Revenant 6-6	812.14	156.78
TOTAL		934.11	180.2

8-8	Plancher courant	56.63	
	Poutre principal+secondaire	26.03	
	Poteau	15.49	
	Surcharge		23.42
	Revenant 7-7	934.11	180.2
TOTAL		1032.27	203.62
9-9	Plancher courant	56.63	
	Poutre principal+secondaire	26.03	
	Poteau	15.49	
	Surcharge		23.42
	Revenant 8-8	1032.27	203.62
TOTAL		1130.42	227.04

Tableau.II.8 : Descente des charges - Poteau Intermédiaire

II.2.Vérification de la section de poteau : vis-à-vis l'effort normal

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires L'effort de compression ultime NU à 10%, telle que

$$Nu=1.1 (1.35G+1.5Q):$$

L'effort normal maximum:

$$Nu=1.1 \times ((1.35 \times 1130.4298) + (1.5 \times 227.04))$$

$$Nu=2053.30 \text{ KN}$$

1 : Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante:

$$\delta bc = \frac{Nu}{B} < \sigma bc$$

$$\delta bc = F_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

B : section du béton

$$B > B_{\text{CALCUL}} = \frac{Nu}{\delta bc}$$

$$B_{\text{calcul}} = 2053.3 \times 10^{-3} / 14.2 = 0.144 \text{ m}^2$$

$$B = 0.30 \times 0.30 = 0.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } B < B_{\text{calcul}} = 0.149 \text{ m}^2, \text{C.N.V}$$

$$\text{Alors } b = \sqrt{0.149} = 0.386 \text{ m}$$

donc :

$$B_{\text{adopté}} = 0.45 \times 0.45 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{adopté}} = 0.2 \text{ m}^2 > B_{\text{calcul}} = 0.149 \text{ m}^2, \text{C.V}$$

Niveaux	Nu (KN)	Sections(cm)	Condition B adopté > B calculé		observation
			B adopté(m ²)	B calculé(m ²)	
RDC+1er+ 2ème étage	2053.30	45×45	0.20	0.144	Vérifiée
3ème+4ème +5ème étage	1464.72	40×40	0.16	0.103	Vérifiée
6ème+7ème +8ème étage	608.65	35 ×35	0.12	0.042	Vérifiée

Tableau .II.9 : Vérification à la résistance

2 : Vérification au flambement :(C.B.A.93.B.8.4.1)

L'effort normal ultime Nu agissant sur un poteau doit être au plus égal à valeur suivante:

$$Nu \leq a \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + As \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{avec:}$$

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm²).

Br : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

F_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

Nu : Effort normal (en N).

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

a: Coefficient en fonction de l'élancement λ qui prend les valeurs :

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

$$a = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

- On à Nu connu, et on recherche de B (section de poteau).
- On peut prendre A /Br =0.8%, (zone IIa choix économique)
(Article 7.4.2.1)

- Les poteaux sont des dimensions carrées de côté « a ».
- Longueur de flambement $L_f=0.7L_0 \rightarrow a=0.786$
- I : Rayon de giration définit par : $i = \sqrt{I/B}$
- λ est définie comme suite : $\lambda=L_f/i$
- I : Moment d'inertie : $I=bh^2/12$.
- $Br=(a-2cm)^2$

Tableau II.10 : Vérification au flambement

Niveau	G (kN)	Q (kN)	$N_u=1.1(1.35G+1.5Q)$	$L_0(m)$	$L_f(m)$	λ	Br (m ²)	a(cm)
9-9	224.29	39.22	397.75	2.66	1,86	18.43	0,10	35
8-8	340.14	62.75	608.65	2.66	1,86	18.43	0,10	35
7-7	455.99	86.28	819.50	2.66	1,86	18.43	0,10	35
6-6	574.71	109.78	1034.58	2.66	1,86	16.19	0.14	40
5-5	693.42	133.28	1249.65	2.66	1,86	16.19	0.14	40
4-4	812.14	156.78	1464.72	2.66	1,86	16.19	0.14	40
3-3	934.11	180.2	1684.48	2.66	1,86	14.43	0.18	45
2-2	1032.27	203.62	1868.74	2.66	1.86	14.43	0.18	45
1-1	1130.42	227.04	2053.30	2.66	1.86	14.43	0.18	45

3 :Vérification vis-à-vis du RPA99 (art 7.4.3.1) :

$$V = \frac{Nu}{B \times Fc28} \leq 0.3$$

Nu :effort normal de calcul

B :section de poteau

Fc28 : la résistance caractéristique de béton

Pour les poteaux (45×45) RCD :

$$V=2.053/0.20 \times 25=0.41 > 0.3 \quad \dots \quad \text{vérifier}$$

a: largeur de poteau en cm

Tableau II.11 : Vérification vis-à-vis du RPA99

Niveau	Nu (KN)	a (cm)	V	Condition $V \leq 0.3$
9-9	397.75	35	0.13	Vérifiée
8-8	608.65	35	0.20	Vérifiée
7-7	819.50	35	0.27	Vérifiée
6-6	1034.58	40	0.25	Vérifiée
5-5	1249.65	40	0.31	Vérifiée
4-4	1464.72	40	0.36	Vérifiée
3-3	1684.48	45	0.33	Vérifiée
2-2	1868.74	45	0.37	Vérifiée
1-1	2053.30	45	0.41	Vérifiée

CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

III.1.L'acrotère :

L'acrotère est un élément sur le plancher terrasse ayant pour Objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher Terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$$F = \max (F_p, F_q) \text{ avec; } F_p = 4AC_pW_p \quad (\text{RPA 99 ver 2003 (6-3)})$$

A: coefficient d'accélération de zone.

C_p: facteur de force horizontale.

F_q: la poussée horizontale F_q=100 kg/ml.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en Flexion composée.

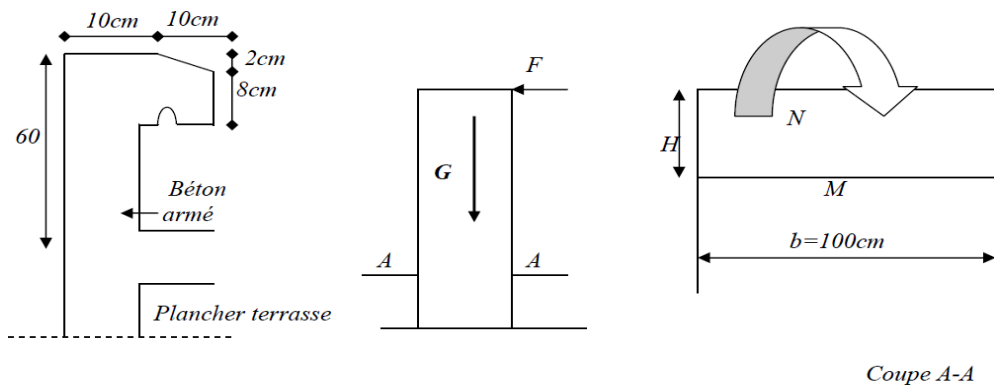


Figure III-1 : sollicitation L'acrotère

III.1.1 Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $W_p = 231,7 \text{ Kg/ml}$
- La surcharge d'exploitation :
 $Q = \max(F_p, F_q)$.
- $F_q = 100 \text{ kg/ml}$: poussée de la main courante.
- $F_p = 4AC_pW_p$: la force sismique.

Groupe usage 2, zone IIa.

- $\Rightarrow A = 0.15$
- $\Rightarrow C_p = 0.8$ (RPA 99 tableau 6.1 élément en console)
- $\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 231,7 = 111,21 \text{ kg/ml}$
- $\Rightarrow Q = \max(100 ; 111,21) \quad \mathbf{Q = 111,21 \text{ kg/ml}}$

Moments et efforts normaux :

- Calcul à ELU : $N_U = 1.35 \times W_p$
 $M_u = 1.5 \times F_p \times h$
- Calcul à ELS : $N_{ser} = W_p$
 $M_{ser} = F_p \times h$

Tableau III-1 sollicitations de L'acrotère

	NU,S(KG)	MU,S(KG.M)
ELU	312,79	100,08
ELS	231,7	66,72

III.1.2 Ferrailages:

• Calcul d'excentricité:

$$M_u = N_u \cdot e_u \quad \longrightarrow \quad e_u = M_u / N_u = 100.08 / 312.79 = 0.32 \text{ m}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e_{ser} \quad \longrightarrow \quad e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 66.72 / 231.7 = 0.28 \text{ m}$$

$$e_0 = h/6 = 0.017 \text{ m}$$

$(e_u, e_{ser}) > e_0$ le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section,

et l'effort Normale étant un effort de compression.

-Donc la section est partiellement comprimée .

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictifs

$M_{au} = N_u \times e_a$ avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues

$$e_a = e_u + (d - h/2) = 0.36$$

on obtient une section fictive d'acier A_{lu} on déduit la section d'acier tendue de flexion composée .

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100\delta_s}$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 312.79 \times 0.36 = 112.6 \text{ kg.m}$$

Moment réduit fictifs:

$$F_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$u_{bu} = \frac{1094.8}{14.17 \times 100 \times 9^2} = 0.0098$$

$$U_{bu} < u_{lu} = 0.392 \text{ pas d'armature comprimée } A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.0123$$

$$A_{lu} = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times F_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{lu} = \frac{0.8 \times 0.0123 \times 100 \times 9 \times 14.17}{\frac{400}{1.15}} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100\delta_s} = 0.36 - \frac{312.79}{100 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$A_u < A_{min}$ alors on prend : $A = A_{min}$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Armature de repartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement:**

$$S_t = \min(3h, 33) \quad \Rightarrow \quad S_t = \min(3 \times 10; 33) \text{ cm}$$

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

- **Armatures de repartition:**

$$S_t = 60/3 = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

• **Vérification a l'E.L.S :**

- **Etat limite de compression du béton :**

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

$$b y^2 + 30 A y - 30 d A = 0 \Rightarrow y = 2,05 \text{ cm.}$$

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

$$\frac{I}{AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15[A(d - y)^2] = 1743.49 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.784 \text{ MPa} < \delta_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ok}$$

- **État limite d'ouverture des fissures** (Fissuration peu préjudiciable) :

$$\delta_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 39.9 \text{ MPa} < \delta_s = 400 \text{ MPa} \dots \text{ok}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$r_u = V_u / b d$$

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 F_p = 166.8 \text{ MPa}$$

$$r_u = 166.8 / 100 \times 9 = 0.185 \text{ MPa} < r_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{ok}$$

III.1.3. Schéma de ferrailage

L'action sismique est renversable, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

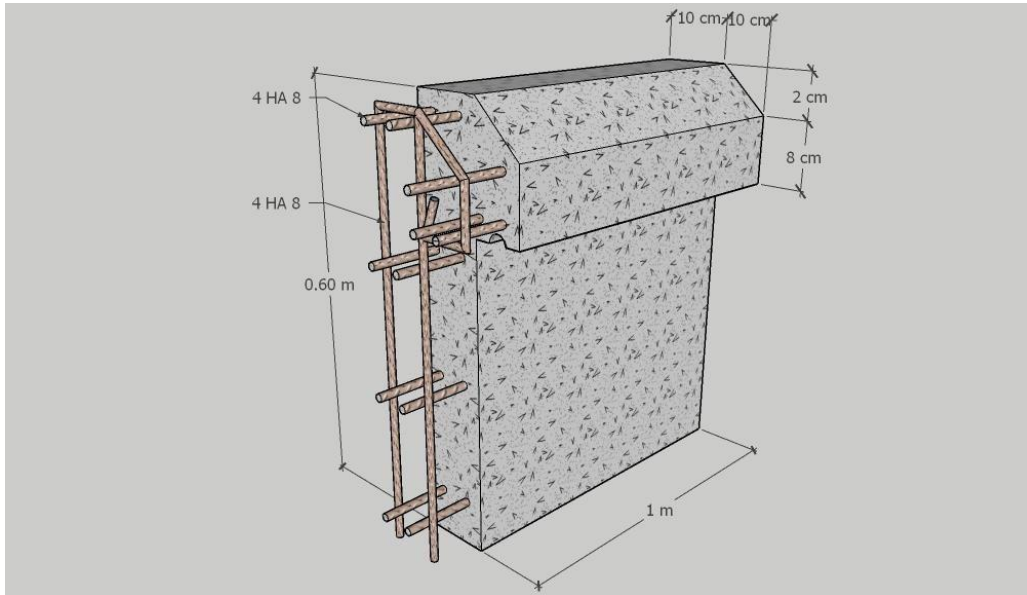


Figure III-2 ferrailage de l'acrotère

III.2. Les Balcons :

Le balcon est une dalle pleine en béton armé, encadrée dans une poutre de rive, le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q .

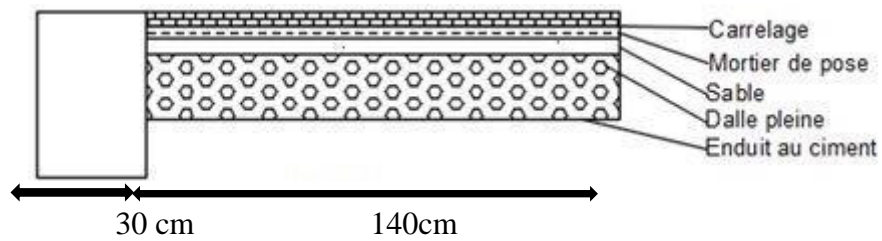


Figure III-3 coupe sur balcon

III.2.1. Evaluation des charges :

Type de balcon	G(kg/ml)	Q(kg/ml)	P(kg/m)	L(m)
Balcon terrasse	663	100	231.7	1.5
Balcon d'étage courant	479	350	170	1.5

Tableau III-2 : Evaluation des charges des balcons

III.2.2. Calcul des moments :

-ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$P_u = 1.35 \times P$$

-ELS : $q_s = G + Q$

$$P_{ser} = P$$

Le moment ultime à l'encastrement M_u pour une bonde de 1m est :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} \cdot P_u \times l$$

Le moment service à l'encastrement M_s est :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} \cdot P_{ser} \times l$$

	P(kg/ml)	Nu(kg/ml)	Ns(kg/ml)	Mu(kg.ml)	Ms(kg.ml)	Vu(kg/ml)
Balcon terrasse	231.7	1045.05	763	1644.87	1205.92	1880.37
Etage courant	170	1171.65	829	1662.36	1187.63	1986.98

Tableau III-3 Calcul des moments

III.2.3. Ferrailage :

Le balcon est calculé comme une consol et ferrillée en flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{1662.36 \times 10}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.064$$

$U_{bu} = 0.186$ pas d'armature comprimée $A' = 0$

$$\sigma_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = 0.0827$$

$$A_u = \frac{0.8 \times \sigma_u \times b \times d \times F_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_u = \frac{0.8 \times 0.0827 \times 100 \times 13.5 \times 14.17}{\frac{400}{1.15}} = 3.64 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- **Donc :** $A = \text{Max}(A_u, A_{\min}) = 3,64 \text{ cm}^2$

soit : **4HA 12** \longrightarrow **4.52 cm²**

- **Armature de repartition :**

$$A_r = A_u / 4 = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

soit : **4HA 8** \longrightarrow **2.01 cm²**

- **L'espacement :**

$$e = 100 / 4 = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'E.L.S (C.B.A93)**

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 la fissuration est considérée comme peu préjudiciables.

- Position de l'axe neutre : $A' = 0$
y = 3.33 cm.

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :
 $I = 6878.08 \text{ cm}^4$

- **Vérification des contraintes :**

Contraintes maximale de compression de béton : $\delta_{bc} < \overline{\delta_{bc}}$

$$\delta_{bc} = 5.89 \text{ MPA} < \delta_c = 15 \text{ MPA} \dots \text{ok}$$

Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\delta_s = 269.81 \text{ MPA} < \overline{\delta_{st}} = 400 \text{ MPA} \dots \text{C.V}$$

• **vérification au cisaillement :**

$$r_u = V_u / b.d.$$

$$r_u = \frac{1986.98}{1000 \times 135} = 0.015 \text{ MPA} < \overline{r_u} = 3.33 \text{ MPA} \dots \text{C.V}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$h/I \geq 1/16 \longrightarrow \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{CV}$$

$$A/bd \leq 4.20/f_e \longrightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.0033 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.0105 \dots \text{CV}$$

2.4 :Schéma de ferrailage

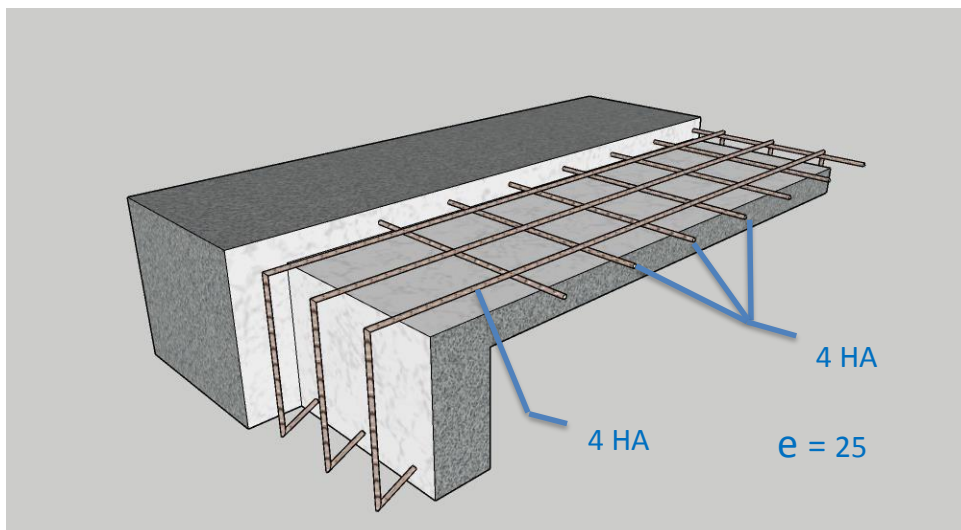


Figure III-4 ferrailage de balcon

III.3 Les escaliers:

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, IL sert à relier deux différents niveau d'une construction.

III.3.1 étude de l'escalier

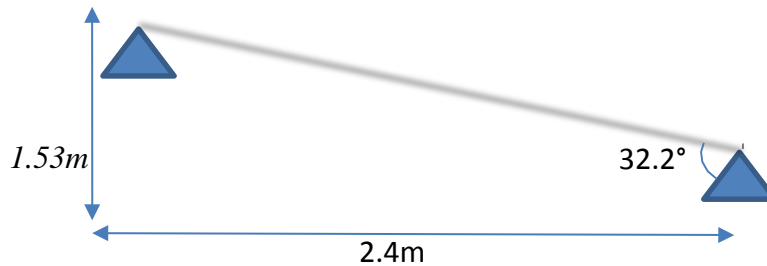


Figure III-6 schéma statique escalier type 2

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	qu (kN/ml)	qs(kN/ml)
Paillasse:	7.64	2.5	11.49	8.29

Ferrailage

Correction *des moments* L'EL.U :

$$M_0 = q_u l^2 / 8$$

$$M_0 = \frac{11.49 \times 2.4^2}{8} = 8.27 \text{ kn.m}$$

Sur appuis: $M_a = 0.3M_0$

$$M_a = 0.3 \times 8.27 \quad M_a = 2.48 \text{ kn.m}$$

En travée: $M_t = 0.85M_0$

$$M_t = 0.85 \times 8.27 \quad M_t = 7.02 \text{ Kn.m}$$

L'E.L.S:

$$M_0 = q_s l^2 / 8$$

$$M_0 = \frac{8.29 \times 7.4^2}{8} = 5.96 \text{ kn.m}$$

Sur appuis: $M_a = M_b = 0.3M_0$

$$M_a = 0.3 \times 5.96 \quad M_a = 1.78 \text{ kn.m}$$

En travée: $M_t = 0.85M_0$

$$M_t = 0.85 \times 5.96 \quad M_t = 5.06 \text{ kn.m}$$

Tableau III-6 Ferrailage des escaliers

	Mu(Kn.m)	ubu	a	Z(cm)	Acalc (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	Ar adop (cm ²)
Travée	7.02	0.0048	0.006	12.97	1.97	1.57	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Appuis	2.48	0.0017	0.002	12.99	0.7	1.57	4HA8=2.01	4HA8=2.01

1 :Vérification à l'E.L.S (C.B.A93)

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 la fissuration est considérée comme peu préjudiciables.

- Position de l'axe neutre : A'=0

$$y=2.51 \text{ cm.}$$

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

$$I = 3844.82 \text{ cm}^4$$

1.1 :Vérification des contraintes :

- Contraintes maximale de compression de béton : $\delta_{bc} < \overline{\delta}_{bc}$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \gamma = 4.17 \text{ MPa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots ok$$

- Contraintes maximale de traction des aciers : peu préjudiciable

$$\delta_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 263 \text{ MPa} < \overline{\delta}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots \dots ok$$

1.2 :Vérification au cisaillement :

$$r_u = V_u / b.d$$

$$V_u = qu \frac{1}{2} = 15.51 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{0.0155}{1 \times 0.16} = 0.2 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots ok$$

1.3 :Vérification de la flèche :

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivantes ,sont vérifiées:

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0.15/2.7=0.055 \geq 1/16=0.062 \dots \text{non}$$

$$A/bd \leq 4.2/f_e \Rightarrow 2.01/100 \times 13=0.0015 \leq 4.2/400=0.0105 \dots \text{ok}$$

$$h/I \geq Mt/10M_0 \Rightarrow 0.15/2.7=0.055 \geq 8.9/10 \times 10.47=0.085 \dots \text{non}$$

Les conditions si après ne sont pas vérifier donc il faut calculer la flèche.

2 :Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gv} : la flèche de longue durée à l'ensemble des charges permanente.

f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanente.

f_{pi} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanente et d'exploitation supportée.

f_{gi} : la flèche instantanée due aux charges permanente appliquée.

Ces flèches calculées en fonction des moments

d'encastremets et des moments d'inerties fictives dans la section de la dalle.

• Etat fissuré :

$$\rho = \frac{A}{bd}$$

$$\rho = \frac{2.01}{100 \times 13} = 1.55 \times 10^{-3}$$

Alors:

$$\lambda I = \frac{0.05 f_t 28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} b_0 = b$$

$$\lambda I = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3)(1.55 \times 10^{-3})} = 13.55$$

$$\lambda v = \frac{2\lambda I}{5}$$

$$\lambda v = \frac{2(13.55)}{5} = 5.42$$

3 :Calcul des contrant :

- Calcul des moment :

$$G_j = G - G_{\text{garde courps}}$$

$$G_j = 7.89 - 0.1$$

$$G_j = 7 \text{ kn.m}$$

$$P = G + Q$$

$$P = 7.89 + 2.5$$

$$P = 10.39 \text{ KN. m}$$

On calcul :

M_{oj}: moment due aux charges permanente avant mise en place le garde-corps

M_{og}: moment due aux charges permanente après mise en place le garde-corps.

M_{op}: moment due aux charges totales

$$M_{oj} = 0.8G_jL^2/8$$

$$M_{oj} = 0.8(7.79 \times 2.4^2)/8 \longrightarrow M_{oj} = 4.48 \text{ KN. m}$$

$$M_{og} = 0.8GL^2/8$$

$$M_{og} = 0.8(7.89 \times 2.4^2)/8 \longrightarrow M_{og} = 4.54 \text{ KN. m}$$

$$M_{op} = 0.8PL^2/8$$

$$M_{op} = 0.8(10.39 \times 2.4^2)/8 \longrightarrow M_{op} = 5.98 \text{ KN. m}$$

3.1:Les contraint sur la section droit:

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_{oj}(d-y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times 4.48 \times 10^{-3}(0.13 - 0.0251)}{3844.82 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sj} = 183.34 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_{og}(d-y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times 4.54 \times 10^{-3}(0.13 - 0.0251)}{3844.82 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sg} = 185.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_{op}(d-y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 \times 5.98 \times 10^{-3} (0.13 - 0.0251)}{3844.82 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sp} = 244.73 \text{ Mpa}$$

• **Contraintes sur les sections droit:**

- **Calcul les coefficients μ :**

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_{sj}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00155 \times 183.34) + 2.1}$$

$$\mu_{sj} = 0.14$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_{sg}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00155 \times 185.8) + 2.1}$$

$$\mu_{sg} = 0.13$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00155 \times 244.73) + 2.1}$$

$$\mu_{sp} = 0.01$$

• **Calcul les inerties effectives :**

$$I_{ji} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}}$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times 3844.82}{1 + 13.55(0.14)} = 1459.89 \text{ cm}^2$$

$$I_{gi} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times 3844.82}{1 + 13.55(0.13)} = 1531.52 \text{ cm}^2$$

$$I_{pi} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sp}}$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 \times 3844.82}{1 + 13.55(0.01)} = 3724.61 \text{ cm}^2$$

$$I_{gv} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_v \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times 3844.82}{1 + 5.42(0.13)} = 2481.11 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ cm}^2$$

$$f_{gi} = \frac{M_{og}L^2}{10E_iI_{gi}}$$

$$f_{gi} = \frac{4.54(2.4)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 1531.52} = 0.0053 \text{ cm}^2$$

$$f_{ji} = \frac{M_{oj}L^2}{10E_jI_{ji}}$$

$$f_{ji} = \frac{4.48 \times (2.4)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 1459.89} = 0.0054 \text{ cm}^2$$

$$f_{pi} = \frac{M_{op}L^2}{10E_iI_{pi}}$$

$$f_{pi} = \frac{5.98 \times (2.4)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 3724.61} = 0.0028 \text{ cm}^2$$

$$f_{gv} = \frac{M_{og}L^2}{10E_vI_{gv}}$$

$$f_{gv} = \frac{4.54 \times (2.4)^2 \times 10^5}{10 \times 10818.86 \times 2481.11} = 0.0097 \text{ cm}^2$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0097 - 0.0054 + 0.0028 - 0.0053 = 0.0018 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{adm} = L/500 \quad (\text{si } :L < 5 \text{ cm})$$

$$\Delta f_{adm} = 240/500 = 0.48 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.0148 \text{ cm} < \Delta f_{adm} = 0.48 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

III.3.2. Schéma de ferrailage

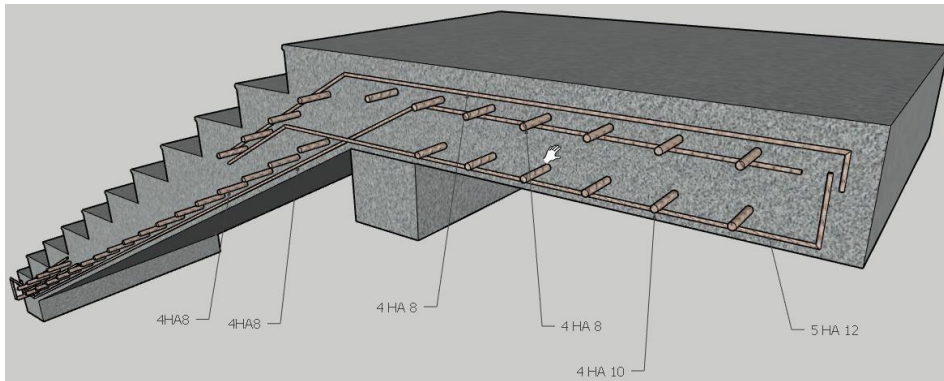


Figure III-7 ferrailage des escaliers

III.3.3. Etude de la poutre palier

1 : Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RPA 99/version 2003.

Selon le CBA 93

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \\ 20 \leq h \leq 30 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La largeur 'b' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3h \leq b \leq 0.7h \\ 12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{, on prend ; } b = 30 \end{array} \right.$$

- Selon le RPA99/vesion 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier , } h = 40 \dots \text{cv} \\ b \geq 20 : \text{vérifier, } b = 30 \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Donc on choisit un section de la poutre palière ($b \times h = 30 \times 40$) cm

La poutre palière soumise à la flexion simple et à traction.

2 : Evaluation des charges :

Poids propre du palier : $G = 4,99 \text{ KN/ml} = 2,5 \text{ KN/ml}$

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Poids propre de mur extérieur: $3 \times (3,23 - 0,40) \times 2,07 = 17,57 \text{ KN/ml}$

3: Calcul des réactions :

$$R_{qu1} = 10,095 \times 1,10 = 11,10 \text{ kN.}$$

$$R_{qu2} = 13,848 \times 2,4 = 33,23 \text{ kN.}$$

$$R_{qu3} = 10,095 \times 1,55 = 15,64 \text{ kN.}$$

$$\Sigma F/y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 59,97 \text{ kN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 5,05 + R_{qu1} \times 0,55 + R_{qu2} \times 2,3 + R_{qu3} \times 4,275 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 29,58 \text{ KN/ml.}$$

$$R_A = 30,38 \text{ KN/ml.}$$

4 : Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q + R_A$$

$$q_u = 1,35(4,7 + 3 + 17,57) + 1,5(2,5) + 30,38$$

$$q_u = 68,244 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$R_A + R_B = 43,02$$

$$-R_B = 21,21 \text{ KN/ml}$$

$$-R_B = 21,81 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = G + Q + R_A$$

$$q_u = (4,7 + 3 + 17,57) + (2,5) + 21,81$$

$$q_u = 49,57 \text{ KN/ml}$$

5: Calcul des moments:

Les moments isostatiques sont:

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

Considérons que la poutre est partiellement encastree ce qui donne :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85(76,774)$$

$$M_t = 65,258 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,3 M_0 = 0,3(76,774)$$

$$M_A = 23,032 \text{ KN.m}$$

III.4.3.1. calcul de ferrailage:

1: Armature longitudinale:

E.L.U

En travée :

$$M_t = 65.258 \text{ KN/ml}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec: } f_{bc} = 14.16$$

$$\mu = \frac{65.285 \times 10^3}{(30)(38)^2 \cdot 166} = 0.106$$

$$\text{Test: } \mu = 0.106 < 0.186$$

$$\alpha_r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha_r = 0.140$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_r)$$

$$Z = 35.858 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} \quad \longrightarrow \quad A_{st} = 5.232 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot d \cdot b \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 38 \times 30 \times 2.10}{400} = 1.376 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.232 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.376 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 5.232 \text{ cm}^2$

Le choix : 4HA 14 $\Rightarrow A_s = 6.15 \text{ cm}^2$

III.4.3.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{6.15}{4} = 1.540 \text{ cm}^2$$

le choix : 2HA10 \longrightarrow $A_r = 1.57 \text{ cm}^2$

1: En appuis:

$$M_A = 23.032 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = 14.16$

$$\mu = \frac{23.032 \times 10^3}{30 \times 28^2 \times 14.166} = 0.037$$

Test : $\mu = 0.037 < 0.186$

$$\alpha_r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha_r = 0.047$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_r)$$

$$Z = 37.272 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.8$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{ST}} \longrightarrow A_{st} = 1.776 \text{ cm}^2$$

Condition de fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot d \cdot b \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1$$

$$A_{min} = 0.23 \times 38 \times 30 \times 2.10 / 400$$

$$A_{min} = 1.376 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.776 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.376 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 1.776 \text{ cm}^2$

Le choix : **4HA12** $\Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

III.4.3.3. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Le choix : **2HA10** \Rightarrow **Ar =1.57cm²**

Section	M (KN.m)	μ	Z(cm)	Ast(cal) (cm) ²	Amin (cm) ²	Ast(adob) (cm) ²	Ar (cal) (cm) ²	Ar (adob) (cm) ²
Appuis A	23.032	0.037	37.272	1.776	1.376	4HA12 4.52	1.13	2HA10 1.57
Appuis B	23.032	0.037	37.272	1.776	1.376	4HA12 4.52	1.13	2HA10 1.57
Travée	65.258	0.106	35.858	5.232	1.376	4HA14 6.15	1.540	2HA10 1.57

III.4.3.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = q_u \frac{1}{2}$$

$$V_u = 68.244 \times \frac{5.05}{2} = 172.316 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{172.316 \times 10^3}{380 \times 4000} = 0.113 \text{ Mpa}$$

1: Pour des fissurations peu préjudiciables on a :

$$\bar{\tau}_u \leq \tau_u = \left\{ \min \dots \dots 0.2 \frac{f_e}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \dots \dots 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.113 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4.3.5. Étude de la poutre sous l'effet de la torsion:

D'après le CBA 91 ; on remplace la section réel (pleine) par une section creuse équivalente d'épaisseur

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

a: plus petit diamètre du cercle inscrit dans le contour extérieur.

1: Armature longitudinale :

$$T_{umax} = \frac{m_t L}{2}$$

$$m_t = 0.2 \left[q_{uéq} \frac{L^2}{8} \right]$$

Pour une bande de 1m

$$m_t = 0.2 \left[68.244 \times \frac{3^2}{8} \right] = 15.354 \text{ Kn.} \frac{m}{ml}$$

$$T_{umax} = \frac{15.354 \times 3}{2} = 23.032 \text{ Kn. m}$$

$$A_t = \frac{T_{umax}}{2\Omega\sigma_{st}}$$

Ω : aire de la section creuse.

U: périmètre de . Ω

$$\Omega = (b - b_0) (h - h_0)$$

$$\Omega = (30-2) (40-2) \Rightarrow \Omega = 1064 \text{ cm}^2$$

$$U = 2[28 + 38]$$

$$U = 132 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{23.032 \times 1.32}{2 \times 1064 \times 10^{-4} \times 347.826 \times 10^3} = 0.0004 \text{ cm}^4$$

Compte tenu des aciers de flexion :

Sur travée:

$$A = A_t + A_{st}$$

$$A = 0.0004 + 6.15 \Rightarrow A = 6.150 \text{ cm}^2$$

On prend : A=5HA14 =7.69 cm²

Sur appuis :

$$A = A_t + A_{st}$$

$$A = 0.0004 + 4.52 \Rightarrow A = 4.521 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

2: Armatures transversales :

Diamètre: $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \theta_t, \frac{b}{10}\right)$ (BAEL 91).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}, 10, \frac{330}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(11.42.. 10.. 33)$$

On prend : $\phi_t = 10\text{mm}$

Espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 38, 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(34.2, 40\text{cm})$$

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

Selon RPA (page 53 art 7.5.2.2.):

Zone nodale:

$$l'=2h \quad \longrightarrow l'=2 \times 40 \quad \longrightarrow l'=80 \text{ cm}$$

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) \quad \longrightarrow \quad S \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.4\right)$$

$$S \leq \min(10, 16.8 \text{ cm})$$

On prend: $S=10 \text{ cm}$

Zone courant :

$$S' \leq \frac{h}{2} \quad \longrightarrow \quad S' \leq \frac{40}{2}$$

$$S' \leq 20 \text{ cm}$$

On prend : $S' = 20 \text{ cm}$

III.4.3.6.Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaires si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \longrightarrow \quad \frac{40}{300} = 0.133 \geq \frac{65.258}{10 \times 76.744} = 0.085 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \longrightarrow \quad \frac{7.69}{30 \times 38} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{40}{300} = 0.133 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{ok}$$

1:Vérification à ELS :

Position de l'axe neutre :

$$Y=13.250 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{30(13.250^2)}{3} + 15(7.69)(38 - 13.250)^2$$

$$I=93921.11 \text{ cm}^4$$

2:Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{55.76 \times 10^3}{93921.11} \times 13.250 = 7.86 \text{ Mpa}$$

$$[\sigma_{bc}] = 0.6 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad [\sigma_{bc}] = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Donc: $\sigma_{bc} = 7.86 \text{ Mpa} < [\sigma_{bc}] = 15 \text{ Mpa}$ vérifiés

3.1;Schéma de ferrailage :

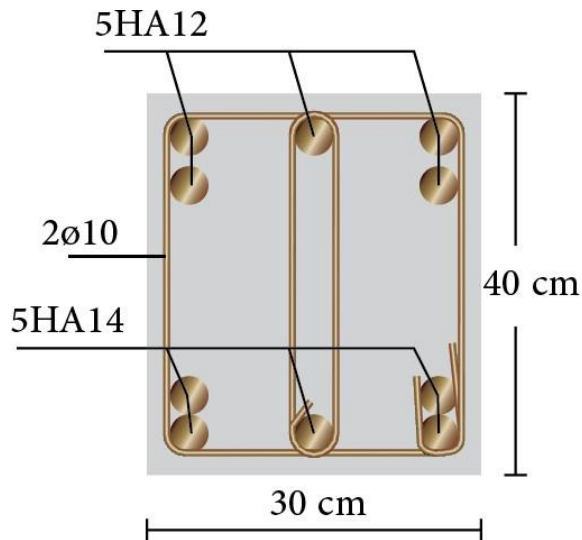


Figure III-8 : poutre de palier

III.5 Les planchers :

Le plancher corps creux se compose d'une dalle de compression (4 cm) et hourdis(16 cm).

Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal (suivant X).

Dans notre construction, il y a trois types de poutrelles qu'on doit étudier chacune séparément.

III.5.1 Evaluation des charges :

$$g = G \times 0.65$$

$$q = Q \times 0.65$$

$$\text{E.L.U : } P_u = 1.35g + 1.5q$$

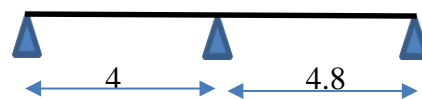
$$\text{E.L.S : } P_{ser} = g + q$$

	G(kg/m ²)	Q(kg/m ²)	g(Kg/ml)	q(Kg/ml)	Pu(Kg/ml)	Pser(Kg/ml)
Plancher terrasse	613	100	398.45	65	635.40	463.45
Plancher courant	520	150	338	97.5	602.55	435.5
Plancher service	520	250	338	162.5	831.3	588

Tableau III-7 : Evaluation des charges de plancher

III.5.2.Type des poutrelles :

Poutrelles sur 3 appuis (plancher terrasse)



poutrelles sur 7 appuis (plancher étage courant)



Figure III-9 :schéma statique de poutrelle

1 :Détermination des sollicitations

Pour déterminer les sollicitations du moment fléchissant (M) et de l'effort tranchant (T) ; les nervures du plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées telle que la méthode forfaitaire. Cette méthode est appliquée généralement dans les planchers dits à charge d'exploitation modérée ($Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5000 \text{ N/m}^2$) et qu'en outre les conditions suivantes sont remplies:

- ✓ Les éléments solidaires ont une même section constante dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (25%).
- ✓ La fissuration tenue du béton armé et de ses revêtements (FPP).

En pratique cette méthode est généralement applicable aux planchers de bâtiment d'habitation, de bureau ...etc.

2 :Application de la méthode :

- ✓ $Q < 5000 \text{ N/m}^2$, on a $Q = 1000 \text{ N/m}^2$ condition vérifiée
- ✓ La section est constante dans toutes les travées (les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées):

- ✓ $I = \frac{bh^3}{12} = cste$ c.v
- ✓ Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left[\begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{4}{4} = 1 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{4}{4.8} = 0.83 \leq 1.25 \quad \text{c.v} \\ 0.8 \leq \frac{4.8}{4.8} = 1 \leq 1.25 \end{array} \right.$$

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable c.v

3 : Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$
- $M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2}$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}$ dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ **0.6M₀** pour une poutre à deux travées,
- ✓ **0.5M₀** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- ✓ **0.4M₀** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec **M₀** ($M_0 = \frac{ql^2}{8}$) : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée) et ($\alpha = \frac{q}{q+g}$) le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérée.

$$\left(\begin{array}{l} \alpha_t = \frac{100}{613 + 100} = 0.14 \\ \alpha_c = \frac{150}{520 + 150} = 0.22 \\ \alpha_s = \frac{250}{520 + 250} = 0.32 \end{array} \right)$$

Lorsque, sur l'appui de rive, la poutre est solidaire d'un poteau ou d'une poutre (encastrement partiel), il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer le moment dû à cet encastrement ; on prend : $M_a = 0.20 M_0$.

Valeurs de l'effort tranchant :

$$Tg = \frac{p \times l}{2} + \frac{Mg + Md}{l}$$

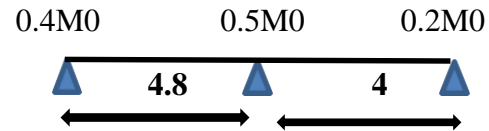
$$Td = \frac{p \times l}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

Td: L'effort tranchant à droite de la travée.

Tg: L'effort tranchant à gauche de la travée

III.5.3 Détermination des sollicitations :

A. plancher terrasse



Calcul des moments en travée :

- E L U :

Travée 01 :

Dans le cas travée de rive:

$$M_0^1 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.35 \times 4^2}{8} = 12.7 \text{ kn.m}$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.05M_0 \quad M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \quad M_t \geq 7.203 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \quad M_t \geq 6.31 \text{ KN.m}$$

Donc on prend: $M_T^1 = 7.203 \text{ KN.m}$

Travée	L(m)	Pu (kN/ml)	M0(KN.m)	Mg (KN.m)	Md(KN.m)	Mt (KN.m)	Tg(KN)	Td (KN)
01	4	6.354	12.7	2.54	9.1	7.203	15.61	-11.06
02	4.8	6.354	18.2	9.1	2.54	8.19	17.67	-16.61

Tableau III-8 : des sollicitations ELU

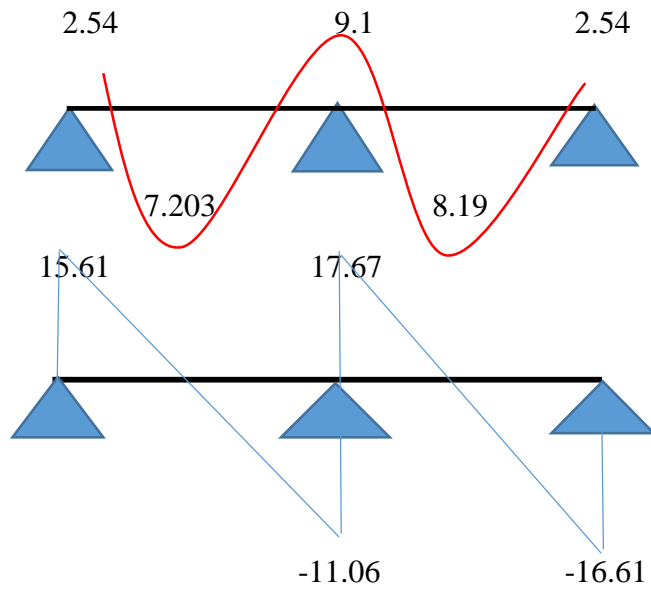


Fig III-10: diagramme étage terrasse ELU

- ELS:

Travée	L(m)	Pser(kN/ml)	M0(kN.m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	Mt(KN.m)	Tg(KN)	Td(KN)
01	4	4.634	9.268	1.851	6.67	6.487	11.39	-8.06
02	4.8	4.634	13.34	6.67	1.851	8.004	12.89	-12.12

Tableau III-9 : des sollicitations ELS

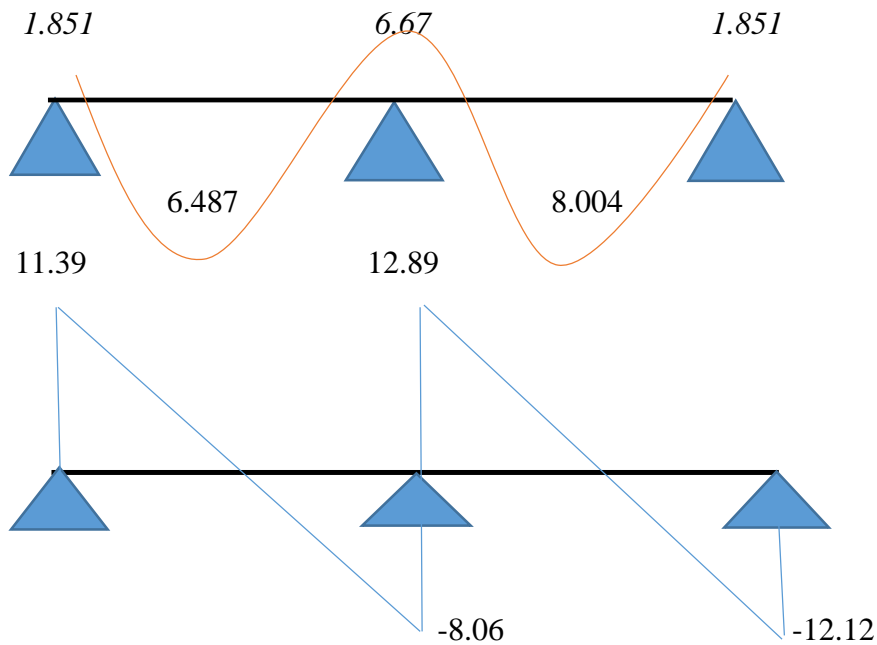
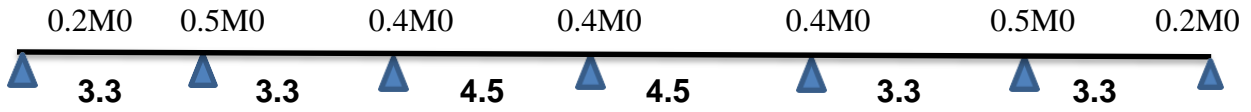


Fig III-11: diagramme étage terrasse ELS

B.Plancher étage courant :



Travée(m)	Pu (kN/ml)	M0(kN.m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	Mt(KN.m)	Tg(KN)	Td(KN)
01	3.3	6.026	12.052	2.41	6.02	8.43	12.49
02	3.3	6.026	12.052	6.02	7.62	7.23	14.07
03	4.5	6.026	15.25	7.62	6.1	9.15	16.60
04	4.5	6.026	15.25	6.1	7.62	9.15	16.60
05	3.3	6.026	12.052	7.62	6.02	7.23	14.07
06	3.3	6.026	12.052	6.02	2.41	8.43	12.49

- **Tableau III-10** : des sollicitations ELU

- ELU

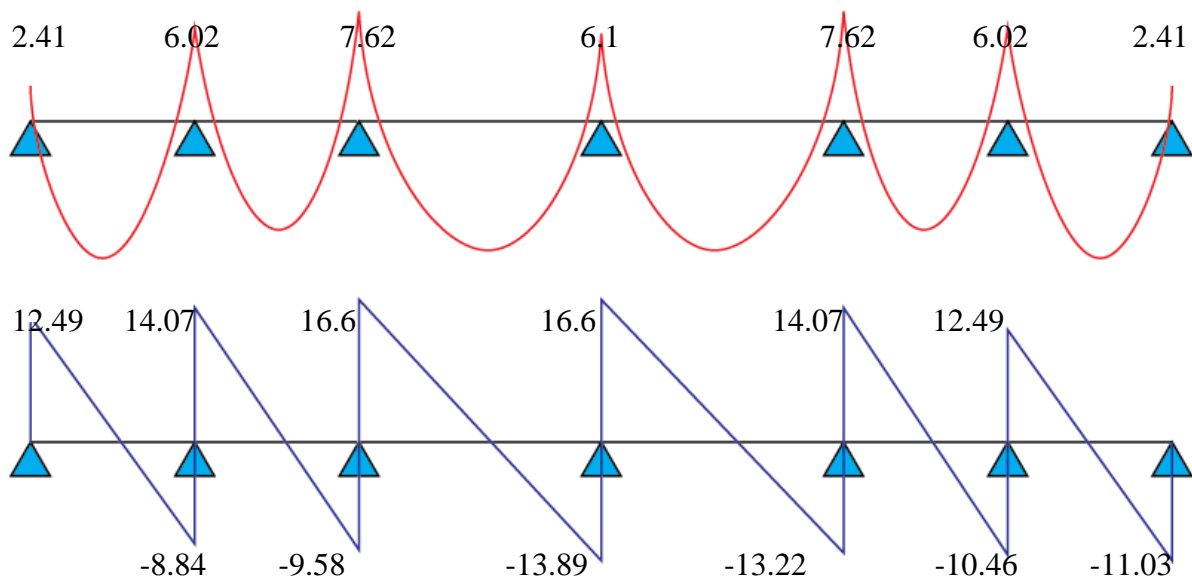


Figure III-12 :diagramme étage courant ELU

- ELS

TravéeL(m)	Pu (kN/ml)	M0(kN.m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	Mt(KN.m)	Tg(KN)	Td (KN)
01	3.3	4.355	5.92	1.84	2.96	4.14	8.64
02	3.3	4.355	5.92	2.96	5.51	3.55	9.75
03	4.5	4.355	11.02	5.51	4.40	6.61	12.00
04	4.5	4.355	11.02	4.40	5.51	6.61	12.00
05	3.3	4.355	5.92	5.51	2.96	3.55	9.75
06	3.3	4.355	5.92	2.96	1.84	4.14	8.64

Tableau III.11 : des sollicitations ELS

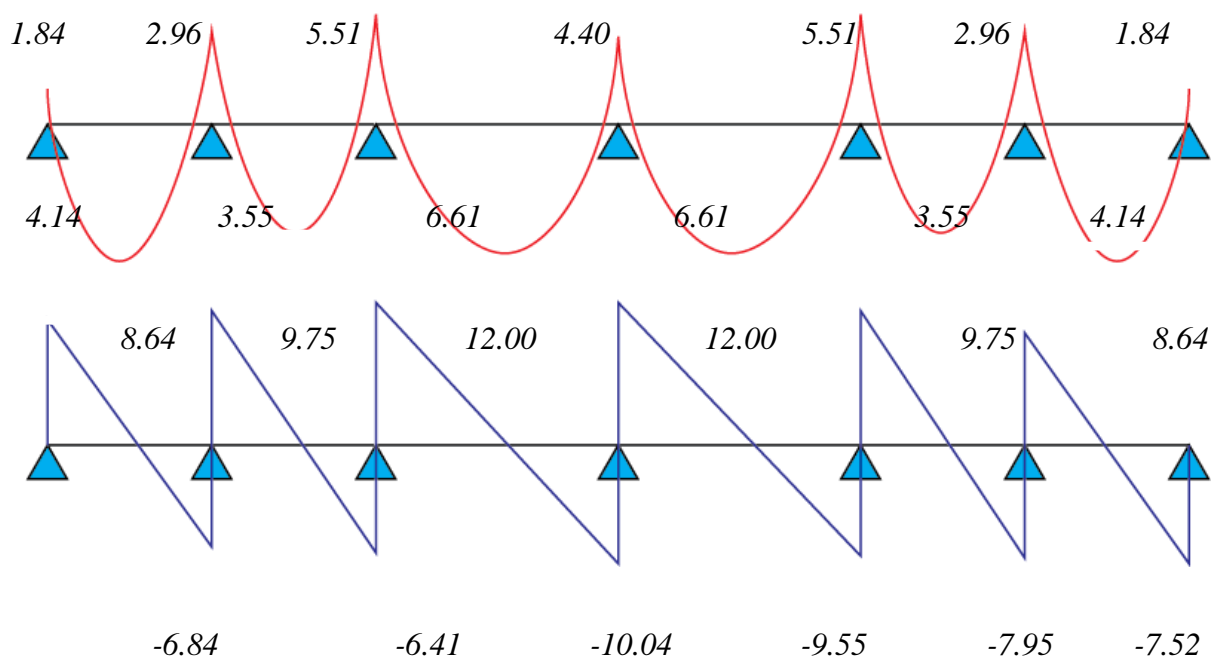
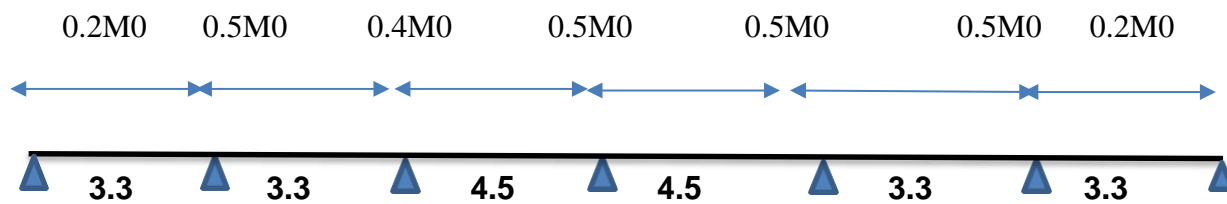


Figure III-13 : diagramme étage courant ELS

C .Plancher étage service :



• **ELU :**

Travée	L(m)	Pu(kN/ml)	M0(kN.m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	Mt (KN.m)	Tg(KN)	Td (KN)
01	3.3	8.313	11.31	2.26	5.65	7.91	16.11	-12.68
02	3.3	8.313	11.31	5.65	10.52	6.78	18.61	-12.24
03	4.5	8.313	21.04	10.52	8.41	12.62	22.91	-19.17
04	4.5	8.313	21.04	8.41	10.52	12.62	22.91	-18.23
05	3.3	8.313	11.31	10.52	5.65	6.78	18.61	-15.19
06	3.3	8.313	11.31	5.65	2.26	7.91	16.11	-11.31

Tableau III-12 des sollicitations ELU

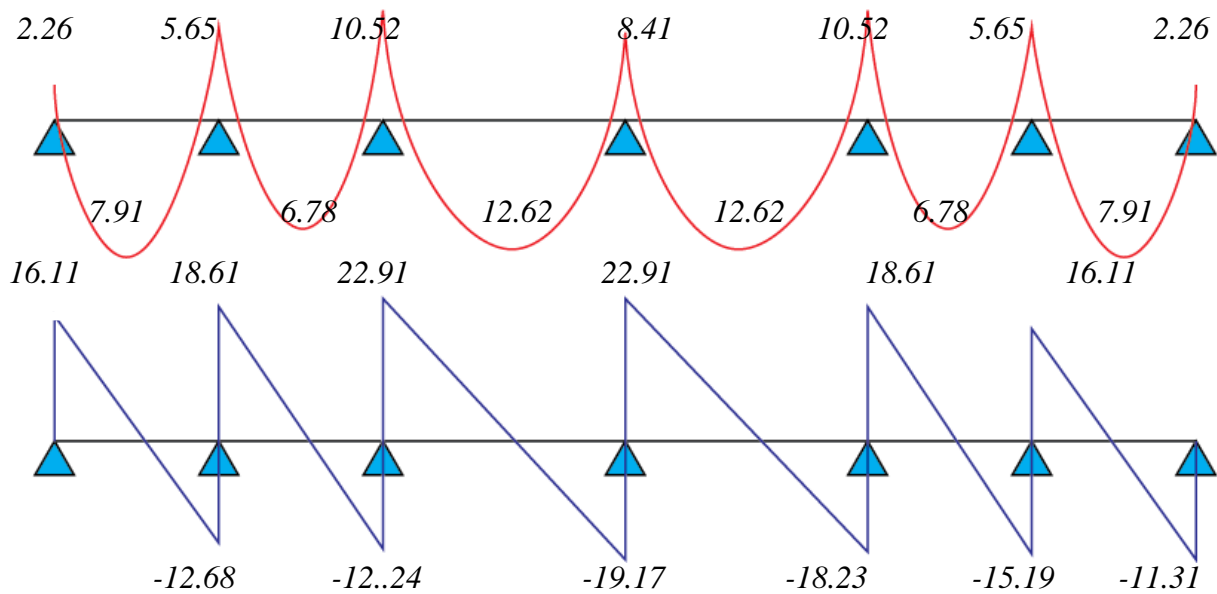


Figure III-14 : diagramme étage service ELU

- ELS

Travée	L(m)	Pu (kN/ml)	M0 (kN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
01	3.3	5.88	8.004	1.600	4.002	5.599	11.399	-8.97
02	3.3	5.88	8.004	4.002	7.44	4.802	13.169	-8.66
03	4.5	5.88	14.88	7.44	5.952	8.928	16.206	-13.55
04	4.5	5.88	14.88	5.952	7.44	8.928	16.206	-12.89
05	3.3	5.88	8.004	7.44	4.002	4.802	13.169	-10.74
06	3.3	5.88	8.004	4.002	1.600	5.599	11.399	-10.42

Tableau III-13 : des sollicitations ELS

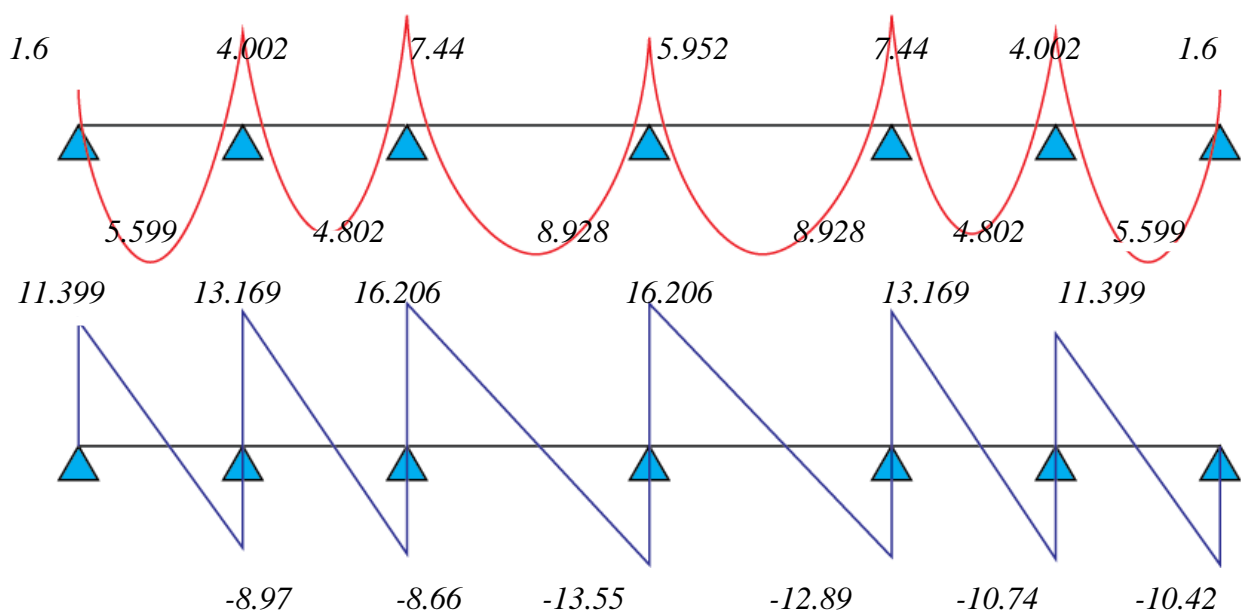


Figure III-15 : diagramme étage service ELS

III.5.4 Ferrailage des poutrelles :

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée des plancher terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section Tésoumise à la flexion simple.

Type de plancher	ELU			ELS		
	MA(max)	M _t (max)	V (max)	MA(max)	M _t (max)	V (max)
Plancher terrasse	9.1	8.19	17.67	6.67	8.004	12.89
Plancher courant	7.62	9.15	16.6	5.51	6.61	12
Plancher service	10.52	12.62	22.91	7.44	8.928	16.206

Tableau III-14:sollicitations des poutrelles

Plancher terrasse :

1. Armature longitudinale :

$$b = 65 \text{ cm,}$$

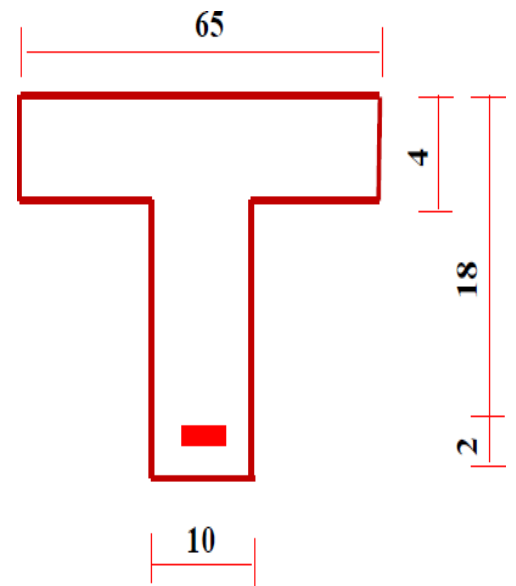
$$b = 10 \text{ cm,}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm,}$$



1.1. E.L.U :

❖ En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_{te} = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.02)$$

$$M_{te} = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{max} = 8.19 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

$$u_{bu} = \frac{8.19 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.027$$

$$0.027 < 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$a_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.034$$

$$Z = 18(1 - 0.4 \times 0.034) = 17.75 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{8.19 \times 10^{-3}}{0.1775 \times 347.8} = 1.326 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal :

$$0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$$

Donc: $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{pm})$:

$$A = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA 10 \Rightarrow 1.57 cm²

❖ En appui:

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$ubu = \frac{9.1 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.197$$

$0.197 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$$a_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.197}) = 0.276$$

$$A_{su} = \frac{9.1 \times 10^{-3}}{0.1601 \times 347.8} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal :

$$0.001 \times b \times h = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{pm})$:

$$A = 1.63 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA 10 1.57 cm²

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$$

$$V_{u\max} = 17.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.67 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- *Calcul des armatures transversales CBA93 (Article A.5.1.2.2)*

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_L \frac{b_0}{10}\right) = 5.71 \text{ mm}$$

Φ : diamètre maximale des armatures longitudinales

.On adopte une épingle avec $A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

	Acalc (cm ²)	Apm(cm ²)	Amin(cm ²)	Amax(cm ²)	Aadop(cm ²)	Ar adop (cm ²)
Travée	1.326	1.3	1.41	1.41	2HA10=1.57	2Φ 6 =0.57
Appuis	1.63	0.2	0.22	1.63	2HA10=1.57	2Φ6 = 0.57

Tableau III-15 :des armatures transversales

- **Espacement**

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \text{Min } 0.9, d ; 40 \text{ cm} = 16.62 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0.57 \times 235}{10 \times 0.4} = 33.48 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0.9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 60.27 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $k=1$ (pas de reprise de bétonnages, flexion simple et fissuration peu nuisible).

$$S_t = \min. (16.20; 33.48; 60.27)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

1 :Vérification des armatures longitudinales

- ✓ **Appui de rive**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s \times v_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 17.67 \times 10^{-3}}{400} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_L = 2\text{HA}10 + 2\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.43 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

- **L'appui intermédiaire :**

$$A_L \geq \left(v_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17.67 - \frac{8.19}{0.9 \times 0.18} \right) 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} \times 10^4 = -0.94 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas

d'influence sur les AL)

- **Vérification de la jonction table-nervure**

$$\frac{\tau_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275m$$

$$\tau_u = \frac{17.67 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.15Mpa$$

$$\tau_u = 1.15 Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 Mpa$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.5.5 Vérifications à l'ELS

- **État limite d'ouverture des fissures:**

La fissuration est peu préjudiciables donc pas de Vérification.

- **État limite de compression du béton :**

- **En travée :**

$$M_t^{max} = 8.004 KN.m$$

Position de l'axe neutre : $A' = 0$

$$y = 3.26 \text{ cm}$$

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

$$I = 5867.31 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

- **Contraintes maximale de compression de béton : $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$**

$$\delta_{bc} = 2.92MPa < \bar{\delta}_{bc} = 15MPa$$

- **En appui :**

$$M_t^{max} = 6.67 KN.m$$

Position de l'axe neutre : $A' = 0$

$$y = 7.14 \text{ cm},$$

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

$$I = 5867.31 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes**

Contraintes maximale de compression de béton : $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$

$$\delta_{bc} = 7.68 \text{ MPA} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \dots \text{ Condition vérifiée}$$

• **Vérifications de la flèche : CBA93 (Article B .6.5.2)**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivant

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{16} \quad \frac{20}{345} = 0.057 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{non}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{1.57}{65 \times 18} = 0.0013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\frac{h}{I} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{20}{345} = 0.057 \geq \frac{8.004}{10 \times 9.268} = 0.08 \dots \dots \dots \text{non}$$

Les conditions si après ne sont pas vérifier donc il faut calculer la flèche.

• **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gv}, f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Évaluation des moments en travée :**

$$Q_{jser} = 0.65 \times G_j = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$$q_{gser} = 0.65 \times G_g = 0.65 \times 6.13 = 3.98 \text{ KN/m}$$

La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G_p + Q) = 0.65 \times (6.13 + 1) = 4.63 \text{ KN/m}$$

La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.85 \times 3.45^2}{8} = 2.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.98 \times 3.45^2}{8} = 5.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.63 \times 3.45^2}{8} = 6.89 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 3.26 \text{ cm}$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right] = 3673.87 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$$\rho = \frac{1.57}{10 \times 18} = 8.72 \times 10^{-3}$$

Alors :

$$\lambda_I = \frac{0.05 f_{c28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\lambda_I = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 10}{65} \right) 8.72 \times 10^{-3}} = 4.89 \text{ MPa}$$

Déformation instantanée

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_I}{5}$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times 4.89}{5} = 1.96 \text{ MPa}$$

Déformation différée

• **Les contraintes sur la section droite :**

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_{jser} (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times 2.75 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0326)}{5867.31 \times 10^{-8}} = 103.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_{og} (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times 5.92 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0326)}{5867.31 \times 10^{-8}} = 223.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{op} (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 \times 6.89 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0326)}{5867.31 \times 10^{-8}} = 259.64 \text{ MPa}$$

• **Calcul les coefficients μ :**

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_{sj}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00872 \times 103.63) + 2.1} = 0.36$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_{sg}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00872 \times 223.09) + 2.1} = 0.63$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_{sp}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00872 \times 259.64) + 2.1} = 0.67$$

• **Calcul des inerties effectives :**

$$I_{ji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}}$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times 3673.87}{1 + 4.89(0.36)} = 1464.01 \text{ cm}^2$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times 3673.87}{1 + 4.89(0.63)} = 990.33 \text{ cm}^2$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}}$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 \times 3673.87}{1 + 4.89(0.87)} = 769.13 \text{ cm}^2$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 I}{1 + \lambda_V \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times 3673.87}{1 + 1.96(0.63)} = 1808.33 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser}L^2}{10E_iI_{gi}}$$

$$f_{gi} = \frac{5.92(3.45)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 990.33} = 0.022 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser}L^2}{10E_iI_{ji}}$$

$$f_{ji} = \frac{2.75(3.45)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 1464.01} = 0.007 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser}L^2}{10E_vI_{gv}}$$

$$f_{pi} = \frac{6.89(3.45)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 769.13} = 0.033 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser}L^2}{10E_vI_{gv}}$$

$$f_{gv} = \frac{5.92(3.45)^2 \times 10^5}{10 \times 10818.86 \times 1808.33} = 0.12 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.12 - 0.007 + 0.033 - 0.022 \Rightarrow \Delta f_t = \mathbf{0.016 \text{ cm}}$$

• La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est (CBA 93 art B 5 6 3) :

$$\Delta f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{345}{500} = 0.69 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = \mathbf{0.016 \text{ cm}} < \Delta f_{adm} = \mathbf{0.69 \text{ cm}}$$

Vérifiée

Tableau III-16: ferrailage des poutrelles

plancher		Terrasse	Étages courants	Étage service
Travées	Mt (KN.m)	8.19	9.15	12.62
	μ_{bu}	0.027	0.030	0.042
	α	0.034	0.038	0.053
	Z (cm)	17.75	17.72	17.61
	A (cm ²)	1.326	1.48	2.06
	A _{min} (cm ²)	1.41	1.41	1.41
	A _{adop} (cm ²)	1.41	1.41	1.53
	appuis	Ma (KN.m)	9.1	7.62
μ_{bu}		0.197	0.165	0.228
α		0.176	0.226	0.328
Z (cm)		16.01	16.37	15.63
A (cm ²)		1.63	1.33	1.93
A _{min} (cm ²)		0.22	0.22	0.22
A _{adop} (cm ²)		1.63	1.33	1.93

Tableau III-17 : vérifications des efforts tranchants

Plancher	Travées(cm ²)	Appuis(cm ²)	Vu(KN)	r(Mpa)	r(Mpa)
Terrasse	2HA10=1.57	2HA10=1.57	17.67	0.83	3.33
Étages courants	2HA10=1.57	2HA8=1.01	16.06	0.79	3.33
Étages service	2HA10=1.57	2HA10=1.57	22.91	1.09	3.33

Tableau III-18 : vérification des contraintes

plancher	Travées			Appuis			$\bar{\sigma}$ (MPA)
	Mt (KN.m)	I(cm ⁴)	σ (MPA)	Ma(KN.m)	I(cm ⁴)	σ (MPA)	
Terrasse	8.004	5867.31	2.92	6.67	3990.79	7.68	15
Étages courants	6.61	5867.31	2.74	5.51	3990.79	7.21	15
Étagesservice	8.928	5867.31	3.70	7.449	3990.79	9.74	15

Tableau III-19 :vérification de la flèche

Plancher	Terrasse	Étages courants	Étagesservice
q jser (KN/m)	1.85	2.5	1.85
q gser (KN/m)	3.98	3.38	3.38
q pser (KN/m)	4.63	4.355	5
Mjser (KN.m)	2.75	3.72	2.75
M gser (KN.m)	5.92	5.03	5.03
M pser (KN.m)	6.89	6.44	7.44
Δf_t (cm)	0.016	0.025	0.034
Δf_{adm} (cm)	0.69	0.69	0.69
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

III.4.6 Schéma de ferrailage :

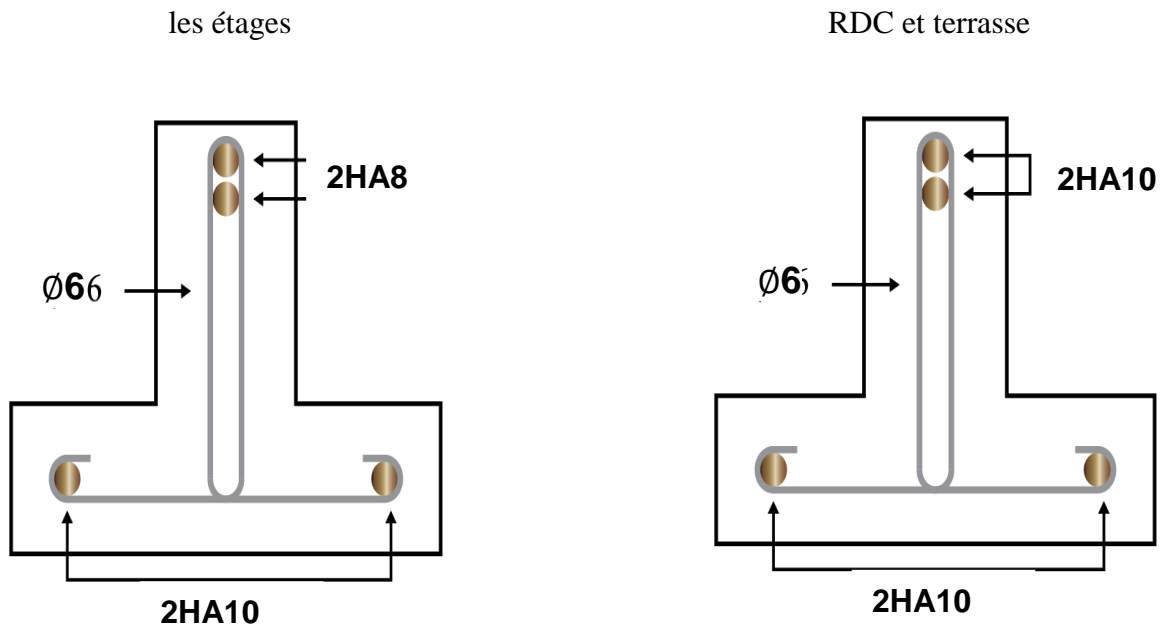


Figure III17 : ferrailage de poutrelle

III.5.7 Ferrailage de la dalle de compression :

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

$$A^{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{CBA art (B. 6.8.4.2.3)}$$

On adapte : 5 HA 5 \longrightarrow 0.98 cm²

$$A_{\parallel} = \frac{A^{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adapte : 3HA 5 \longrightarrow 0.59cm²

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé Ø 6(20×20)

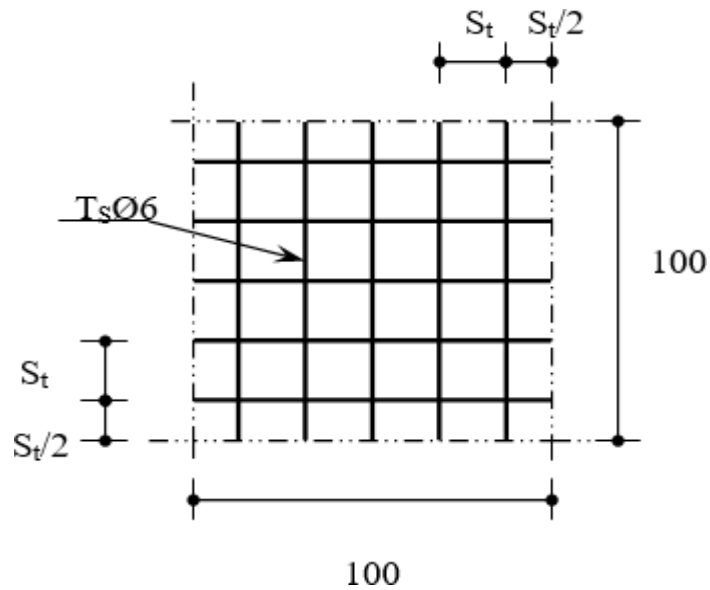


Figure III-18 :schéma ferrailage dalle compression

III.6 Étude des dalles pleines :

III.6.1 Dalle pleine sur trois appuis (palier)

Évaluation des charges :

$$G=4.99 \text{ KN.m}^2$$

$$Q=2.5 \text{ KN.m}^2$$

A l'ELU : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.49 \text{ KN.m}^2$

A l'ELS : $P_s = G + Q = 7.49 \text{ KN.m}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.05}{3.15} = 0.65 > 0.4$$

Donc La dalle travail selon deux sens LX et LY

On a : $\frac{l_y}{2} = 1.575 \text{ m} \leq l_x = 2.05 \text{ m}$

Alors :

$$\left\{ \begin{aligned} M_{oy} &= \frac{p \times l_y^2}{8} \times \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p \times l_y^3}{48} \\ M_{ox} &= \frac{p \times l_x^3}{6} \end{aligned} \right.$$

-Calcul a l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$M_{0y} = 26.85 \text{ KN.m}^2$$

$$M_{0x} = 15.06 \text{ KN.m}^2$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 12.80 \text{ kn. m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 22.83 \text{ kn. m}$$

$$M_y^a = M_x^a = -0.3 \times M_{0y} = -8.05 \text{ kn. m}$$

• **Ferraillage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$

Tableau III-20 : Ferraillage dalle plan trois appuis

Sens	Localisation	M(KN. m ²)	A Calculé (cm ²)	A min (cm ²)	A adop (cm ²)
Sens x-x	En travée	12.80	2.91	1.57	4HA10=3.14
	En appui	-8.05	1.81	1.57	4HA8=2.01
Sens y-y	En travée	22.83	5.32	1.57	5HA12=5.65
	En appui	-8.05	1.81	1.57	4HA8=2.01

• **Espacement (st) :**

$$St_x < \min(3 \times ; 33 \text{ cm}) = \min(4; 33)$$

$$St_x < 33 \text{ cm}$$

$$St_y < \min(4 \times ; 33 \text{ cm}) = \min(6; 33)$$

$$St_y < 33 \text{ cm}$$

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

$$V_{max} = V_u^x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{max} = V_u^x = \frac{10.49 \times 2.05}{2} \times \frac{3.15^4}{2.05^4 + 3.05^4}$$

$$V_{max} = V_u^x = 9.12 \text{ kn. m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.00912}{1 \times 0.13} = 0.07 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$M_{0y} = 9.29 \text{ KN. m}^2$$

$$M_{0x} = 10.75 \text{ KN. m}^2$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 9.14 \text{ kn. m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 7.9 \text{ kn. m}$$

$$M_y^a = M_x^a = -0.3 \times M_{0x} = -3.23 \text{ kn. m}$$

- **État limite de compression du béton**

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-21 : Vérification des contraintes

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	vérification
Selon x-x	9.14	3.06	5608	5	15	vérifier
Selon y-y	7.9	3.92	8995.2	3.44	15	vérifier
appuis	-3.23	2.51	3844.8	2.1	15	vérifier

- **Vérification de la flèche: CBA93 (Article B .7.5)**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivant :

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots ok$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_y^t}{20 \times M_0^x} \quad \frac{0.15}{2.05} = 0.073 \geq \frac{22.83}{20 \times 26.85} = 0.043 \dots \dots \dots ok$$

- ❖ **Schéma de ferrailage :**

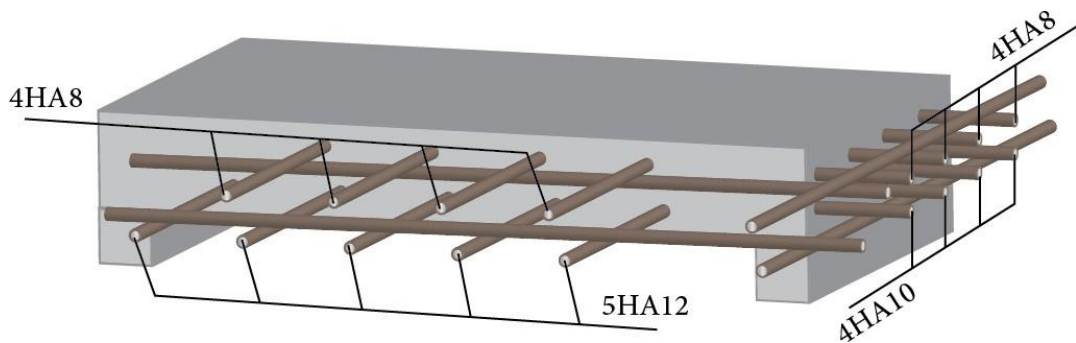


figure III-19 : dalle plane 3 appuis

III.6.2 Dalle pleine sur quatre appuis

❖ Évaluation des charges :

G(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)	ρ	Observation	Donc
5.2	2.5	10.77	7.7	0.62	$\rho > 0.4$	travail selon deux sens

Tableau III-22 : sollicitation dalle pleine

1) Calcul à l'ELU : $V=0$; $\rho = 0.62$

De tableau on tire les valeurs de U_x, U_y à $V=0$; $\rho = 0.62$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, $h = 15\text{cm}$ (Épaisseur de la dalle)

$$\left\{ \begin{array}{l} U_x = 0.0785 \\ U_y = 0.330 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = u_x \times L_x^2 \times p_u = 3.21 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{oy} \times u_y = 1.06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 3.21 = 2.4 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 1.06 = 0.795 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -5 \times M_{ox} = -5 \times 3.21 = -1.6 \text{ KN.m}$$

• Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$

Sens	Localisation	M(KN. m ²)	A Calculé (cm ²)	A min (cm ²)	A adop(cm ²)
Sens x-x	En travée	2.4	0.43	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-1.6	0.35	1.57	4HA8=2.01
Sens y-y	En travée	0.795	0.18	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-1.6	0.35	1.57	4HA8=2.01

Tableau III-23 : Ferrailage dalle plan quatre appuis

• **Espacement (St) :**

- $St_x < \min(3 \times ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33)$
 - $St_x < 33 \text{ cm}$
- $St_y < \min(4 \times ; 33 \text{ cm}) = \min(60 ; 33)$
 - $St_y < 33 \text{ cm}$

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

$$V_{max} = V_u^x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$r_u = 0.07 \text{ MPA} \leq r_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{ok}$$

2) vérification à l'ELS : $V=0.2$; $\rho = 0.62$

$$\left\{ \begin{array}{l} U_x = 0.0837 \\ U_y = 0.497 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = u_x \times l_x^2 \times p_s = 2.45 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times u_y = 1.22 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 2.45 = 1.84 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 1.22 = 0.91 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 2.45 = -1.225 \text{ KN.m}$$

➤ **État limite de compression du béton :**

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III-24 : vérification des contraintes

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	vérification
Selon x-x	1.84	2.51	3844.8	1.2	15	vérifier
Selony-y	0.91	2.51	3844.8	0.59	15	vérifier
appui	-1.225	2.51	3844.8	0.8	15	vérifier

➤ **Vérification de la flèche : CBA93 (Article B .7.5)**

IL sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivant :

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} \quad \frac{0.15}{1.95} = 0.076 \geq \frac{2.4}{20 \times 3.21} = 0.0375 \dots \text{ok}$$

• Schéma de ferrailage

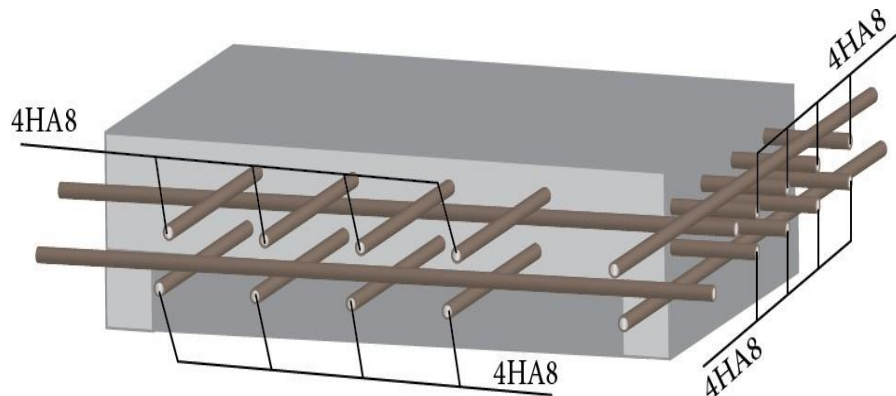


Figure III-20 :dalle plane 4 appuis

III.6.3 Étude de la dalle d'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $L_x=2.15$ m, $L_y=3.15$ m donc la surface $S=6.77$ m²

Caractéristiques de l'ascenseur :

L: Longueur

de l'ascenseur=140cm.

l : Largeur de l'ascenseur=110cm.

H : Hauteur de l'ascenseur=220cm.

F_c : Charge due à la cuvette =145KN.

P_m : Charge due à l'ascenseur =15KN.

D_m : Charge due à la salle des machines=51KN. La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1$ m/s

Evaluation des charges et surcharges

Poids propre de la dalle et de Revêtement

$$G_1 = 25 \times 0.15 \times 22 \times 0.05 = 4.125 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la cuvette

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = 21.42 \text{ KN.m}^2$$

Poids total

$$G_t = G_1 + G_2 = 4.125 + 21.42 = 25.54 \text{ KN/m}^2$$

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

1 er Cas : charge uniformément répartie

Calcul des sollicitations:

A l'ELU:

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 35.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.15}{3.15} = 0.68 > 0.4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\left[\begin{array}{l} U_x = 0.0710 \\ U_y = 0.4034 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = u_x \times L_x^2 \times q_u = 11.81 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times u_y = 4.76 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

• **Moment en travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 11.81 = 8.857 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 4.76 = 3.57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Moment en appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 11.82 = -5.905 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion pour une bande de (1×e)m²

Tableau III-25 : ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens	Localisation	M(KN. m ²)	A Calculé (cm ²)	A min (cm ²)	A adop(cm ²)
Sens x-x	En travée	8.85	2	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-5.905	1.3	1.57	4HA8=2.01
Sens y-y	En travée	3.57	0.8	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-5.905	1.3	1.57	4HA8=2.01

• **Espacement (St) :**

$$St_x < \min(3 \times ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33)$$

$$St_x < 33 \text{ cm}$$

$$St_y < \min(4 \times ; 33 \text{ cm}) = \min(60 ; 33)$$

$$St_y < 33 \text{ cm}$$

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

$$V_{max} = V_u^x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 34.43 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = 0.015 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

3) Vérification à l'ELS: $V=0.2$; $\rho = 0.68$

$$q_s = G_t + Q = 26.54 \text{ KN.m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U_x = 0.0767 \\ U_y = 0.5584 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = u_x \times L_x^2 \times \rho_s = 9.41 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times u_y = 5.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 9.41 = 7.06 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 5.25 = 3.94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Moment en appui:

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 9.41 = -4.705 \text{ KN.m}$$

État limite de compression du béton

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III-26 : vérification des contraintes

Le sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	vérification
Selon x-x	7.06	2.51	3844.8	4.6	15	vérifier
Selon y-y	3.94	2.51	3844.8	2.57	15	vérifier
appui	-4.705	2.51	3844.8	3.07	15	vérifier

• **Vérification de la flèche: CBA93 (Article B .7.5)**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivant :

$$\frac{A}{bd} = \frac{2}{f_e} \quad \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots ok$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} \quad \frac{0.15}{2.15} = 0.069 \geq \frac{7.06}{20 \times 9.41} = 0.0375 \dots \dots \dots ok$$

2^{eme} Cas: charge centrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire elle agit $a_0 \times b_0$ uniformément sur une aire $v \times u$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$v \times u$: Surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ a_0 + b_0 = 80 \text{ Cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur . $h_1 = 5 \text{ cm} \rightarrow \xi = 1$

donc :

$$\begin{aligned} u &= 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v &= 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} u = p_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ v = p_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } v : \text{coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \text{ELU}=0 \\ \text{ELS}=0.2 \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.48 \text{ et } \rho = 0.68$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.33 \text{ et } \rho = 0.68$$

En se réfère à l'annexe on trouve $M_1 = 0.098$ et $M_2 = 0.115$ Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = p_u \times M_1 \\ M_{y1} = p_u \times M_2 \end{cases}$$

On a

$$\begin{aligned} g &= D_m + P_m + P_{\text{persons}} \\ &= 72.3 \text{ KN} \\ P_u &= 1.35 \times \\ g &= 97.6 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$M_{x1} = 9.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 11.22 \text{ KN.m}$$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$P_u = 1.35 \times 4.125 + 1.5 \times 1 = 7.06 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = u_x \times L_x^2 \times p_u = 2.317 \text{ Kn.m} \\ M_{y2} = M_{x2} \times u_y = 0.934 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.87 \text{ kn.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.15 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de la continuité il ya lieu de corriger ces moments:

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 11.87 = 8.9 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 12.15 = 9.11 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 12.15 = -6.075 \text{ kn.m}$$

Tableau III-27 : ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens	Localisation	M(KN. m ²)	A Calculé(cm ²)	A min(cm ²)	A adop(cm ²)
Sens x-x	En travée	8.9	2	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-6.075	1.36	1.57	4HA8=2.01
Sens y-y	En travée	9.11	2	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-6.075	1.36	1.57	4HA8=2.01

• **Vérification au poinçonnement**

$$p_u < 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = (105+105) \times 2 = 420 \text{ cm}$$

$$p_u < 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5}$$

$$p_u = 97.6 \text{ kn} < 472 \text{ kn} \quad c. v$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b \times d} < \tau$$

$$v_{max} = \frac{p_u}{3 \times a_0} = 40.66 \text{ kn}$$

$$\tau_u = 0.313 \text{ MPa} < \tau = 3.33 \text{ MPa}$$

• **Vérification à l'ELS**

Les moments engendrés par le système de lavage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ kn}$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 8.74 \text{ kn.m}$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 9.73 \text{ kn.m}$$

Les moment dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.125 + 1 = 5.125 \text{ kn}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = u_x \times L_x^2 \times q_{ser} = 1.81 \text{ kn.m} \\ M_{y2} = M_{x2} \times u_y = 0.267 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.06 \text{ kn.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.997 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de la continuité il ya lieu de corriger ces moments :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 11.06 = 8.295 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 9.997 = 7.5 \text{ kn.m} \end{cases}$$

• **Moment en appuis**

$$M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 11.06 = -5.53 \text{ kn.m}$$

• **État limite de compression du béton**

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :4

Tableau III-28 vérification des contraintes

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	vérification
Selon x-x	8.29	2.51	3844.8	5.7	15	vérifier
Selony-y	7.5	2.51	3844.8	5.16	15	vérifier
appui	-5.53	2.51	3844.8	3.8	15	vérifier

• **Vérification de la flèche: CBA93 (Article B .7.5)**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivant :

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{2.15} = 0.069 \geq 0.0375 \dots \dots \text{ok}$$

❖ **Schéma de ferrailage :**

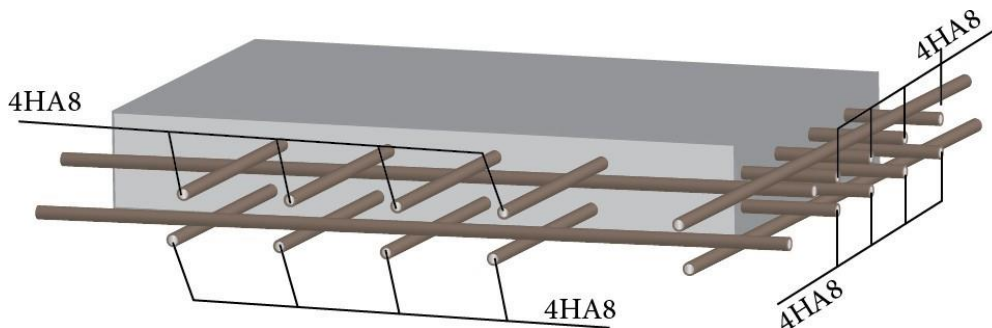


Fig III-21 dalle d'ascenseur

CHAPITRE V :

Etude dynamique et sismique

IV :Etude dynamique et sismique

IV.1 ntroduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts a été conduite par le logiciel ROBOT.

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très Complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de Simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

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

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites (forme régulière, zone IIa, groupe d'usage 2 et hauteur > 23m).

A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, qui elle reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifier avec le logiciel ROBOT.

IV.4 Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Avec :

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

V_{st} : L'effort tranchant statique à la base de bâtiment. RPA (Formule 4.1)

$$V_{st} = A \times D \times Q \times W/R$$

A: Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification

dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

• **Coefficients d'accélération de zone « A » RPA (Tableau 4.1)**

Tableau IV-1 :Coefficients d'accélération A

Groupe	ZONE	ZONE		
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone IIa} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$

• **Facteur de qualité « Q » RPA (formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non Les valeurs à retenir sont dans le RPA (tableau4.4) à noter que c'est la même dans les deux sens.

Tableau IV-2 : Facteur de qualité « Q »

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2	Redondance en plan	oui	0
3	Régularité en plan	oui	0
4	Régularité en elevation	oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	non	0.05
6	Contrôles d'exécution	non	0.05

Donc : $Q_x = Q_y = 1.15$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \end{cases} \quad \text{RPA (formul 4.2)}$$

Avec T₂: période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le RPA (tableau 4.7)

On a un site meuble S3 $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{array} \right.$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

ε (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le RPA (tableau 4.2)

Tableau IV-3 : coefficient d'amortissement critique

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc

$$\xi = 7\% \longrightarrow \eta = 0,88 > 0,7$$

• **Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite Valeur obtenue par RPA (formules 4.6 et 4.7).

$$T = C_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.009 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

CT : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le RPA (tableau 4.6). CT=0.05

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

$$D = \begin{cases} Dx = 20.2 \text{ m} \\ Dy = 11.2 \text{ m} \end{cases}$$

• **Pour le sens transversal :**

$$h_N = 27.54 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T = 0.87 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{27.54}{\sqrt{20.2}} = 0.55 \text{ s}$$

On prendre : $T_y = \min(T, T_y)$

$$\text{On a: } T_2(s) = 0.5 \text{ s}$$

$$\text{Alors : } D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc } D_y = 1.85$$

• **Coefficient de comportement global de la structure «R »**

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec

Interaction on a :

$$R = 5 \text{ RPA (tableau 4.3)}$$

Pour la justification de l'interaction portique-voiles. RPA (Art 3.4), on doit vérifier que

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales de la structure

$$\text{Donc. } 2184,01/2666,62 = 81.90\% < 20\% \quad \text{non vérifiée}$$

Donc nous changeons la condition de système de contreventement mixtes

portiques/voiles avec Interaction en un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé R=3.5 RPA (tableau 4.3)

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

• **poids de la structure « w »**

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par RPA (tableau 4.5)

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta=0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i=W_{gi}+ \beta W_{Qi}$ RPA (formule 4.5)

Tableau IV-4 Tableau récapitulatif

Paramètre	Résultat
A	0.15
Q	1.15
R	3.5
Dx	1.84
Dy	1.35
W	16824.31

Donc la force sismique à la base de la structure dans les deux direction est :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \quad V_1 = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.15 \times 16824.3124}{3.5} = 1119.417643 \text{ KN}$$

$$V_t = \frac{0.15 \times 1.84 \times 1.15 \times 1119.417643}{3.5} = 101.5151 \text{ KN}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d'analyse par élément fini dénommé **ROBOT**

IV.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/V2003

IV.5.1 Vérification le période :

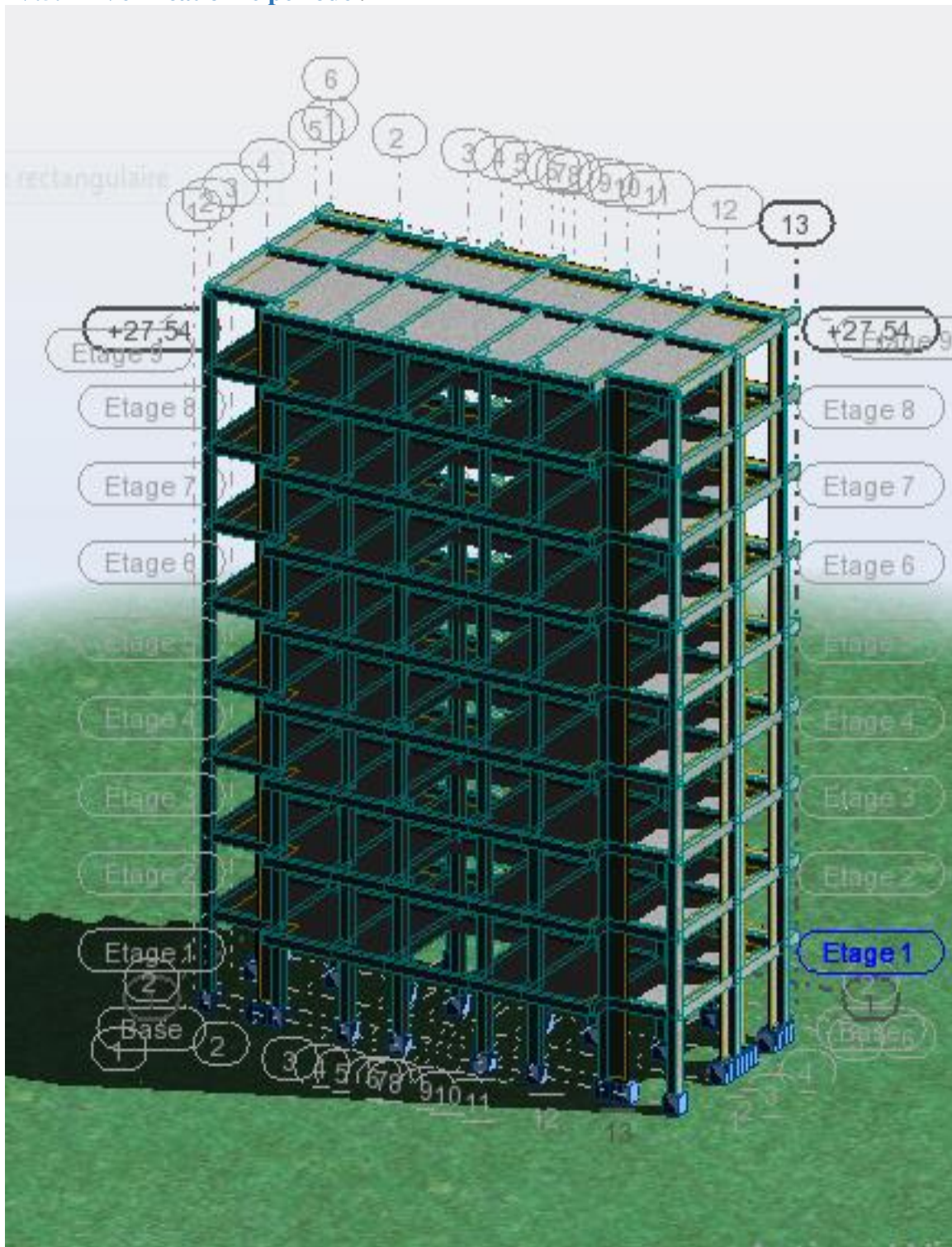
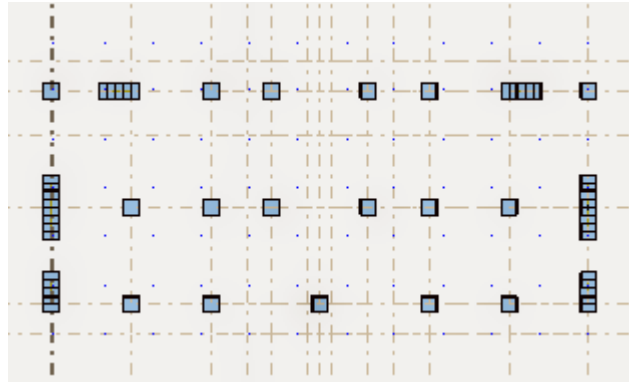


Figure IV-1 : modalisation de structure

Disposition des voiles :



Après l'analyser par ROBOT, en obtenir les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Vérification le période

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Module UX [%]	Masse Module UY [%]
1	114	0,87	75.12	0.01	75.12	0.01
2	1,32	0,76	75.14	72.84	0.02	72.83
3	1.85	0,54	75.23	73.39	0.09	0.55
4	3.39	0,30	87.31	73.39	12.08	0.00
5	4.16	0,24	87.31	86.55	0.00	13.16
6	5.94	0,17	87.31	86.63	0,00	0,08
7	6.09	0,16	92.23	86.64	4.91	0,00
8	7.73	0,13	92.23	91.73	0,00	5.09
9	9.19	0,11	92.23	91.73	2.34	0,00
10	11.30	0,09	94.57	94.15	0,00	2.42

Remarque :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,87s$
- Les 1ers et 2èmes modes sont des modes de translation
- Le 3ème mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

• **INTERPRETATION :**

La valeur de la période fondamentale $T=0,87s$ est supérieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T \text{ (RPA)} \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.52s, T_x = 0.68s \\ T_y = 0.83s, T_y = 1.08s \end{array} \right.$$

$$T = 0.83 < 1.3 \times 0.52 = 0.74 \text{ s} \quad , \quad T = 1.08 < 0.68 \times 1.3 = 0.88s \quad \text{C.V}$$

IV.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques.

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/v 2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , 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 .

Tableau IV-6 Vérification des forces sismiques

	V (KN)	0.8V(KN)	V_{dy} (KN)	$V_{dy} > 0.8 V$
Sens xx	1339.23	1071.39	1308.09	C.V
Sens yy	983.78	787.03	1395.61	C.V

IV.5.3 Vérification des déplacements :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

Avec: $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=3.5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

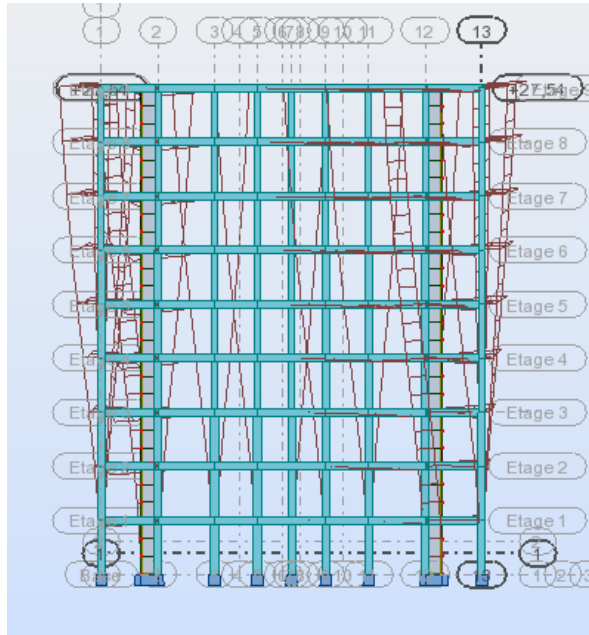


Figure-IV-3: déplacement sens X-X

Tableau IV-7 Vérification des déplacements x-x

Niveau	Sens x- x					Δ_k/h_k
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	
1	0,3	1,05	0	1,05	306	0,002574
2	0,9	3,15	0,6	2,55	306	0,0075
3	1,6	5,6	0,7	4,9	306	0,01517
4	2,3	8,05	0,7	7,35	306	0,022755
5	3.1	10,85	0,8	10,05	306	0,031115
6	3,9	13,65	0,8	12,85	306	0,039783
7	4,7	16,45	0,8	15,65	306	0,048452
8	5.4	18.9	0,7	18,2	306	0,056347
9	6.1	21,35	0,7	20,65	306	0,063932

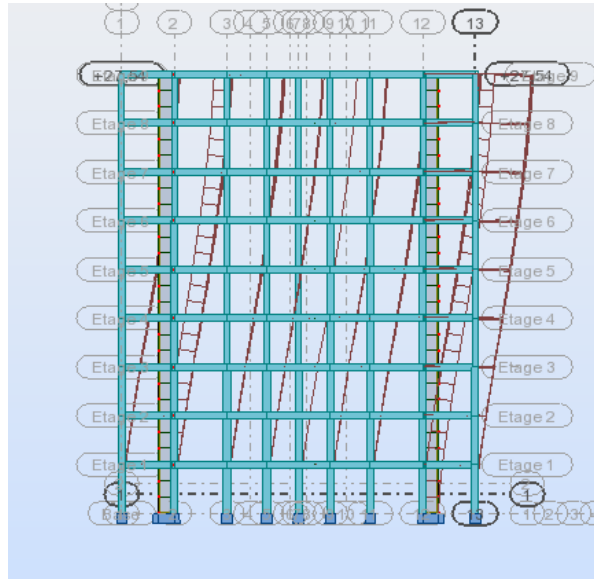


Figure-IV-4: déplacement sens Y-Y

Tableau IV-8 : Vérification des déplacements y-y

Niveau	Sens y- y					$\frac{\Delta_r}{h_k}$
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k	
1	0,5	1,75	0	0,1	306	0,004
2	1,1	3,85	0,7	0,2	306	0,009
3	1,9	6,65	0,7	0,2	306	0,018
4	2,6	9,1	0,8	0,2	306	0,025697
5	3,4	11,9	0,8	0,2	306	0,034365
6	4,2	14,7	0,8	0,2	306	0,043034
7	4,9	17,15	0,7	0,2	306	0,050929
8	5,5	19,25	0,6	0,1	306	0,05774
9	6,3	22,05	0,7	0,1	306	0,066099

D'après les tableaux, nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée

IV.5.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \quad (\text{Art 5.9. RPA99/V2003})$$

P_K: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_n (W_{gi} + \beta \times W_{qi})$$

V_K: effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K: déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K: hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative

Approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/\theta_k(1-)$.

Si $\theta_K \geq 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV-9 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Δ _K X(cm)	Δ _K Y(cm)	V _k X(KN)	V _k Y(KN)	θ _k X	θ _k Y	≤ 0.10
1	306	-16499.01	0.2	0.1	1308.09	1395.62	0,00824	0,00386	c.v
2	306	-14408.95	0.4	0.2	1277.78	13.66.89	0,01474	0,00688	c.v
3	306	-12479.34	0.5	0.2	1208.81	1298.38	0,01686	0,00628	c.v
4	306	-10596.07	0.5	0.2	1115.38	1202.45	0,01552	0,00575	c.v
5	306	-8778.68	0.5	0.2	998.22	1079.44	0,01436	0,00531	c.v
6	306	-6961.28	0.4	0.2	858.07	929.69	0,01060	0,00489	c.v
7	306	-5170.62	0.4	0.2	696.52	754.8	0,00970	0,00447	c.v
8	306	-3417.96	0.3	0.1	505.34	548.75	0,00663	0,00203	c.v
9	306	-1665.3	0.2	0.1	273.22	297.81	0,00398	0,00182	c.v

- On remarque que la condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

IV.5.5. Vérification de l'excentricité

Tableau IV.10 :Vérification de l'excentricité

Etage	Lx(kgm ²)	Ly(kgm ²)	Lz(kgm ²)	ex2(m)	ey2(m)
1	2250860.9	8940229.6	10886195	1.11	0.56
2	2250860.9	8940394.0	10886359	1.11	0.56
3	2250860.9	8940394.0	10886359	1.11	0.56
4	2064938.2	8281619.1	10123239	1.11	0.56
5	2064938.2	8281619.1	10123239	1.11	0.56
6	2064938.2	8281619.1	10123239	1.11	0.56
7	1956615.4	7900594.6	9683069.6	1.11	0.56
8	1956615.4	7900594.6	9683069.6	1.11	0.56
9	1956615.4	7900594.6	9683069.6	1.11	0,56

• L'excentricité accidentelle :

Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Donc :

$$\text{Sens X : } e_{ax} = 0.05 \times 22.2 = 1.11\text{m}$$

$$\text{Sens Y : } e_{ay} = 0.05 \times 11.2 = 0.56 \text{ m}$$

Excentricité adopté :

$$e_x = \max(e_{x1}, e_{ax}) = \max(1.11, 0.56) = 1.11$$

$$e_y = \max(e_{y1}, e_{ay}) = \max(0.56, 1.11) = 1.11$$

e_x =excentricité suivent X

e_y =excentricité suivent Y

IV.6 Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déferents choqe extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

- On peut donc passer à l'étape du ferrailage

CHAPITRE IV:

Ferraillage des éléments structuraux

V. Ferrailage des éléments structuraux :

V.1 Introduction :

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation.

Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable. Les réglementations en vigueur « CBA 93 et RPA99 » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

V.2 Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

Selon CBA 93 :

E.L.U : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

Selon le R.P.A 99 :

Situation accidentelle (article 5 .2)

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Effort normal maximal et le moment correspondant N_{max} \longrightarrow
 $M_{correspondant}$

Effort normal minimal et moment correspondant N_{min} \longrightarrow
 $M_{correspondant}$

Moment maximum et l'effort normal correspondant M_{max} \longrightarrow
 $M_{correspondant}$

V.2.1 Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;

- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).
- le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes
- 6% en zones de recouvrement.
- le diamètre minimal est de 12mm.
- la longueur minimale des recouvrements est de $:40 \times \varnothing_1$ (zone IIa).
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.
- La zone nodale est définie par l' et h' : $l'=2h$, $h' = \max (h/6, b_1.h/1.60cm)$

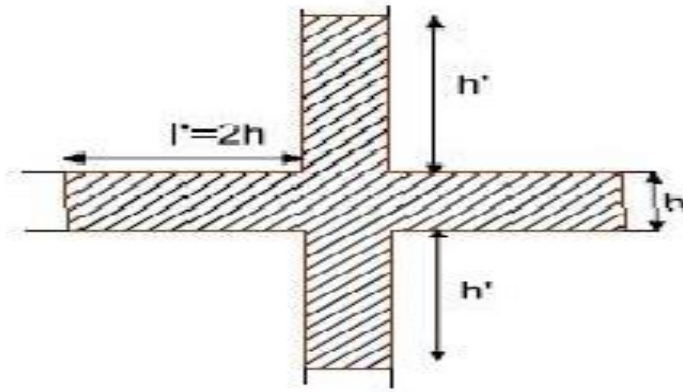


Figure V-1 zone nodale de poteau

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau

Tableau V-1: Les sections des armatures longitudinales

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²) (zone courante)	Amax (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC	50*45	18	121	181.5

V.2.3 Calcul du ferrailage :

Armatures longitudinales Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le RPA en zone IIA celui donné par le logiciel **ROBOT**

• Exemple de calcul :

L -Ferrailage longitudinal :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le restes des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$b = 45 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 45 \text{ cm}$.

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,5$ $\gamma_s = 1.15$

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$N_{max} = 1614.93 \text{ KN}$ → $M_{cor} = 21.74 \text{ KN.m}$

$M_{max} = 85.19 \text{ KN.m}$ → $N_{cor} = 766.07 \text{ KN}$

$N_{min} = 670.93 \text{ KN}$ → $M_{cor} = 10.40 \text{ KN.m}$

Par robot éxpair :

Charges (kN, kN*m)

Type de sollicitation	N	M
1 ELU	1614.93	21.74
2 ELA	766.07	85.19
3 ELA	670.93	10.40
4 ELA	1446.22	73.36
5		

Calculé en
 Poutre Poteau

Résultats

$A_{s1} = 3.8 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 3.8 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0.34 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.34 \%$ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5.00 \%$

Section (cm)

b = 45.0 Bloquée

h = 50.0 Bloquée

$d_1 = 5.0$ $d_2 = 5.0$

1. Calcul sous N_{max} et M_{cor} : (1.35G + 1.5Q)

$$N = 1614.93 \text{ KN}$$

$$M = 21.74 \text{ KN.m}$$

Selon l'article (.A.4.3.5 du C.B.A 93) on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des Excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales(Après exécution)

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.0134 \text{ m}$$

$$e_a = \max\{2 \text{ cm} , l/250\} = \max\{2 \text{ cm} , 1.22\}$$

$$e_1 = 0.0134 + 0.02 = 0.0334 \text{ m}$$

L: hauteur totale du Poteau.

Lf: longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\text{si } L_f / h < \max. 68$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \emptyset) \quad \emptyset: \text{généralement on prend } \emptyset=2$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{l_f}{h} = 14.82$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$e_2 = 0.010 \text{ m}$$

$$e = 0.043 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 1614.93 \times 0.043 = 69.44 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = -1614.93 \text{ KN}; M_{\text{corrigé}} = 69.44 \text{ KN.m}$$

2. Calcul sous M_{max} et N_{cor} : $(G+Q \pm E)$

$$B=40, h=40, d=35$$

Par robot éxpair :

The screenshot shows the 'Charges (kN, kN*m)' table with the following data:

	Type de sollicitation	N	M
1	ELU	1045.10	12.10
2	ELA	453.40	54.50
3	ELA	320.10	5.16
4	ELA	938.10	45.10
5			

The 'Résultats' section shows: $A_{s1} = 3.2 \text{ cm}^2$, $A_{s2} = 3.2 \text{ cm}^2$, $\rho = 0.40 \%$.
 The 'Section (cm)' section shows: $b = 40.0$, $h = 40.0$, $d_1 = 5.0$, $d_2 = 5.0$.
 A diagram on the right shows a square section with width b and height h , with reinforcement areas A_{s1} and A_{s2} at the bottom and top respectively. The coordinate system (y, z) is centered in the section.

$$M_{\text{max}} = 54.50 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 453.40 \text{ KN}$$

Selon l'article (.A.4.3.5 du C.B.A 93) on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des Excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution)

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.120 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm}, 1.22 \}$$

$$e_1 = 0.120 + 0.02 = 0.14 \text{ m}$$

L: hauteur totale du Poteau.

Lf: longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$Si \frac{L_f}{h} < \max \left\{ 15, \frac{20 \cdot e_1}{h} \right\}$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$4.68 < \max (15; 9.17)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$e_2 = 3L_f^2/10^4 \cdot h (2 + \alpha \emptyset)$$

\emptyset : généralement on prend $\emptyset=2$

$$\lambda = \sqrt{12}lf/h = 16.66$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = 0.85/1 + 0.2(\lambda/35)^2 = 0.81$$

$$e_2 = 0.0131 \text{ m}$$

$$e = 0.265 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 554.99 \times 0.265 = 138.43 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront;

$$N_{\text{max}} = 521.5 \text{ KN. } M_{\text{corrigé}} = 138.43 \text{ KN.m}$$

3. Calcul sous N_{min} et M_{cor} : (0,8G+E):

$$B = 35, h = 35, d = 30$$

Par robot éxpair :

The screenshot shows the Robot software interface with the following data:

Charges (kN, kN*m)			
	Type de sollicitation	N	M
1	ELU	604.10	6.40
2	ELA	234.00	27.10
3	ELA	157.10	5.16
4	ELA	543.40	28.40
5			

Calculé en: Poutre Poteau

Résultats:

$A_{s1} = 2.8 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 2.8 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0.46 \%$

Valeurs réglementaires:

% d'armatures minimum $\rho_{\text{min}} = 0.46 \%$ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{\text{max}} = 5.00 \%$

Section (cm):

b = 35.0 Bloquée

h = 35.0 Bloquée

$d_1 = 3.0$ $d_2 = 3.0$

Selon l'article (.A.4.3.5 du C.B.A 93) on adoptera une excentricité totale de calcul

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales

avant application des Excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution)

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.40 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm, \frac{l}{250} \right\} = \max \{ 2cm, 1.1 \}$$

$$e_1 = 0.4 - 0.02 = 0.42 \text{ m}$$

L : hauteur totale du Poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\text{Si } \frac{L_f}{h} < \max \left\{ 15, \frac{20e_1}{h} \right\}$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire

$$4.68 < \max (15 ; 1.6)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

Ø: généralement on prend Ø=2

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{l_f}{h} = 16.22$$

$$\lambda \leq 50 \mapsto \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

$$e_2 = 0.0131 \text{ m}$$

$$e = -0.03$$

$$M \text{ corrigé} = N_{utm} \cdot e = -1160.7 \times -0.03 = 36.39 \text{ KN.m.}$$

• Vérification des sections :

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : A_{smin}=0,8%(b.h) (zone IIa).

Donc : on prendra la plus grande valeur des deux valeurs : A_{s min} = **18cm²**

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A^{CBA} > A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.32 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A^{RPA}, A^{CBA}) = 18 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA16+4HA14= 18.22 cm²**

V.2.3.1 Vérification à L'ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N ser, M ser)

-la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les

contraintes dans la section de l'acier

-la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

-la contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

-Les poteaux sont calculés en flexion composée

$N_{ser} = 1444.84$; $M_{ser} = -3.61$ KN.m.

$$e_0 = \frac{M}{N} \pm 0.0025m < \frac{h}{6} = 0.009m$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que: $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15$ Mpa

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 50 \times 45 + 15 (18.22) = 2523.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 \times c + A_2 \times d) \right] = 29.2 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 50 - 29.2 = 20.8 \text{ cm}$$

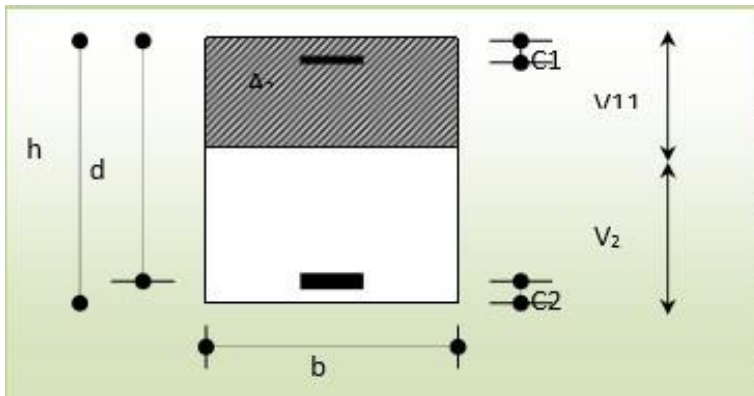


Figure V-2 : section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15(A_1(V_1 - C_1)^2 + A_2(V_2 - C_2)^2) = 4367260.52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}}$$

MG: Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$MG = 36.45 \text{ KN.m}$$

$$K = 0.843 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \cdot v_1 = 4.20 + 0.834 \cdot 0.275 = 5.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < 15 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures déterminées pour L'ELU de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'ELU est :

$$\sigma^1_s = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.25 + 0.834(0.275 - 0.05)] = 79.12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma^2_s = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[5.02 - 0.834(0.5 - 0.275)] = 74.35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma^1_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \quad c. v$$

$$\sigma^2_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \quad c. v$$

V.2.3.2 Vérification du Poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux, la combinaison (G+Q±E) donne l'effort tranchant max
 $V_{max} = 225.64 \text{ KN}$ (robot)

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = 0.5 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

V.2.4 Les armatures transversales :

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul

h : hauteur totale de la section brute

f_e : le contrainte limite élastique des aciers transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g > 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l/b)$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de

déformation. l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$).

$$\lambda_g = \frac{2.57}{0.55} = 4.68$$

$$4.67 < 5 \quad \Rightarrow \quad \rho_a = 3.77$$

- Condition d'espacement :

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10 \varnothing l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone IIa}$$

- dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \varnothing l \text{ en zone IIa}$$

Où $\varnothing l$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

on opte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times s_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 225.64 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.55 \times 400} = 0.00038 \text{ m}^2 = 3.8 \text{ cm}^2$$

Soit 6 cadres de $\Phi 10$, $A_t = 3.8 \text{ cm}^2$

• **Vérification des cadres des armatures minimales : RPA99 (7.4.2.2)**

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \% = \begin{cases} 0.3\% \mapsto \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% \mapsto \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédente

Dans la zone nodale t=10 cm

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \% > 0.3 \mapsto A_{t \min} = 0.003 * 10 * 50 = 1.64 \text{ cm}^2 \quad cv$$

Dans la zone courant : t =15 cm

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \% > 0.3 \mapsto A_{t \min} = 0.003 * 15 * 45 = 2.41 \text{ cm}^2 \quad cv$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t > \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t > \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm} > 6.66 \quad cv$

L'espacement : $S_t \leq \min(15\phi_l, 40, a+10 \text{ cm})$

Tableau V-3 : ferrailage des poteaux

étage	Along Cal(cm ²)	Along Min (cm ²)	Along Adopte (cm ²)	Atrans cal (cm ²)	Atrans adopte (cm ²)	St courant (cm ²)	St nodale (cm ²)
RDC 1 ^{ème} 2 ^{ème}	7.6	18	6HA16+ 4HA14 =18.22	3.8	8 Φ 8=4.02	15	10
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème}	6.4	12.8	6HA14+ 4HA12 =13.76	1.62	8 Φ 8=4.02	15	10
6 ^{ème} 7 ^{ème} 8 ^{ème}	5.6	9.8	6HA14+ 2HA12 =11.5	0.97	8 Φ 8=4.02	15	10

- On ne déduit que la condition exigées par le RPA99/2003 concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5 Disposition constructive des poteaux :

Selon le RPA 99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est

- $L > 40 \times \varnothing$ en zone IIa.

- $\varnothing = 16$ mm donc $L_r > 64$ cm ; on adopte $L_r = 65$ cm
- $\varnothing = 12$ mm donc $L_r > 48$ cm ; on adopte $L_r = 50$ cm
- $\varnothing = 14$ mm donc $L_r > 56$ cm ; on adopte $L_r = 60$ cm

V.2.5 Schéma de ferrailage

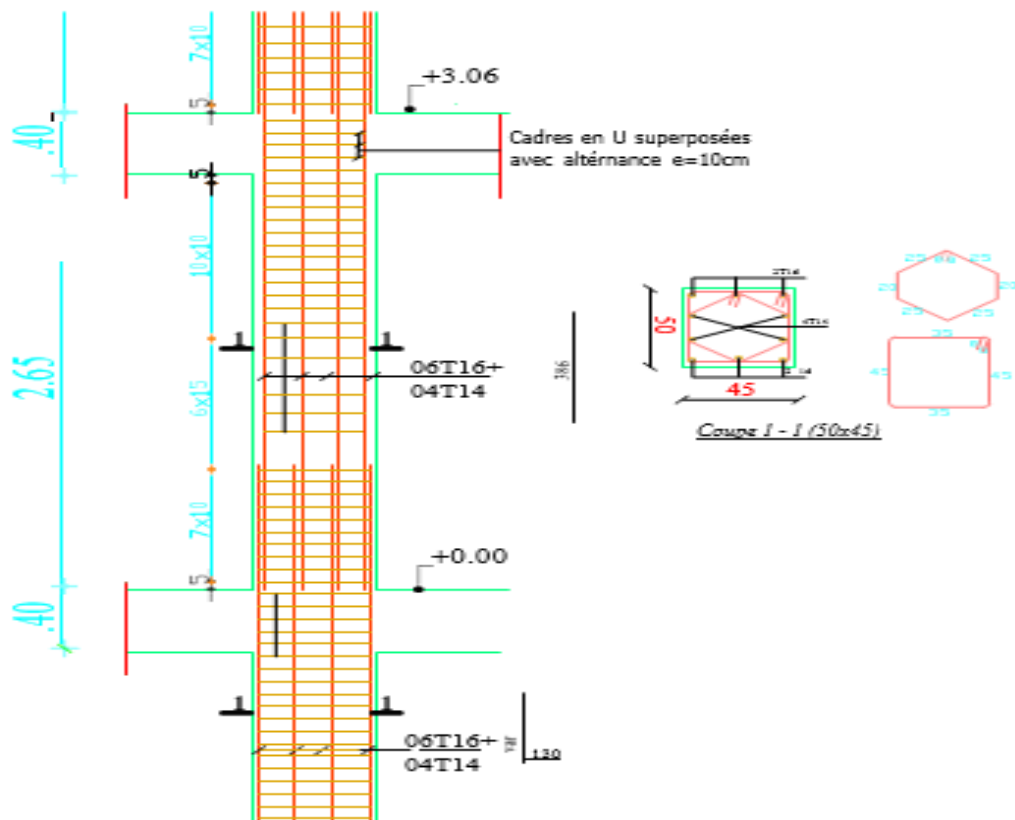


Figure V-3 ferrailage de poteaux (RDC, 1^{er}, 2^{ème}).

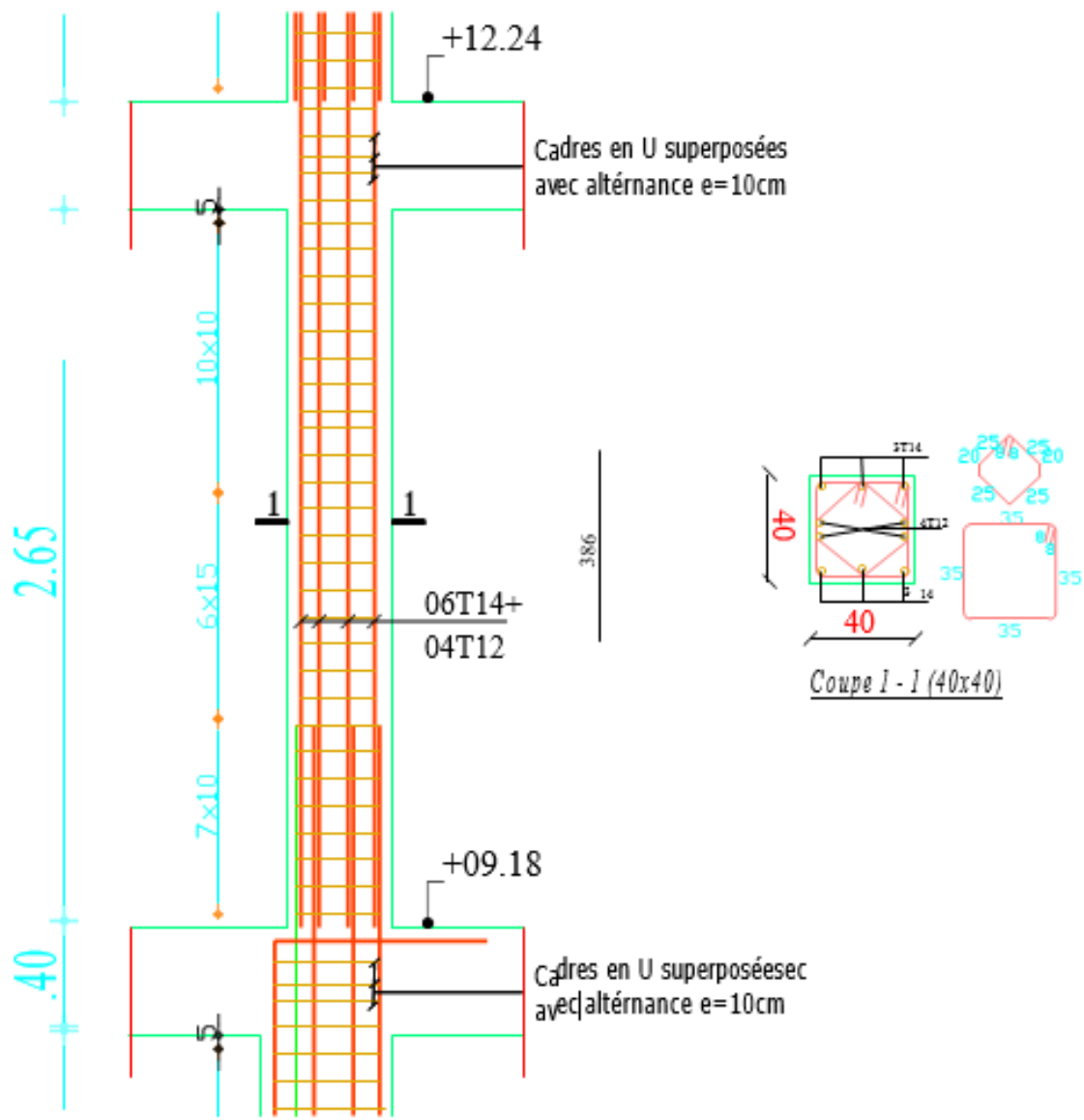


Figure V-4: ferrailage de poteaux (4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème})

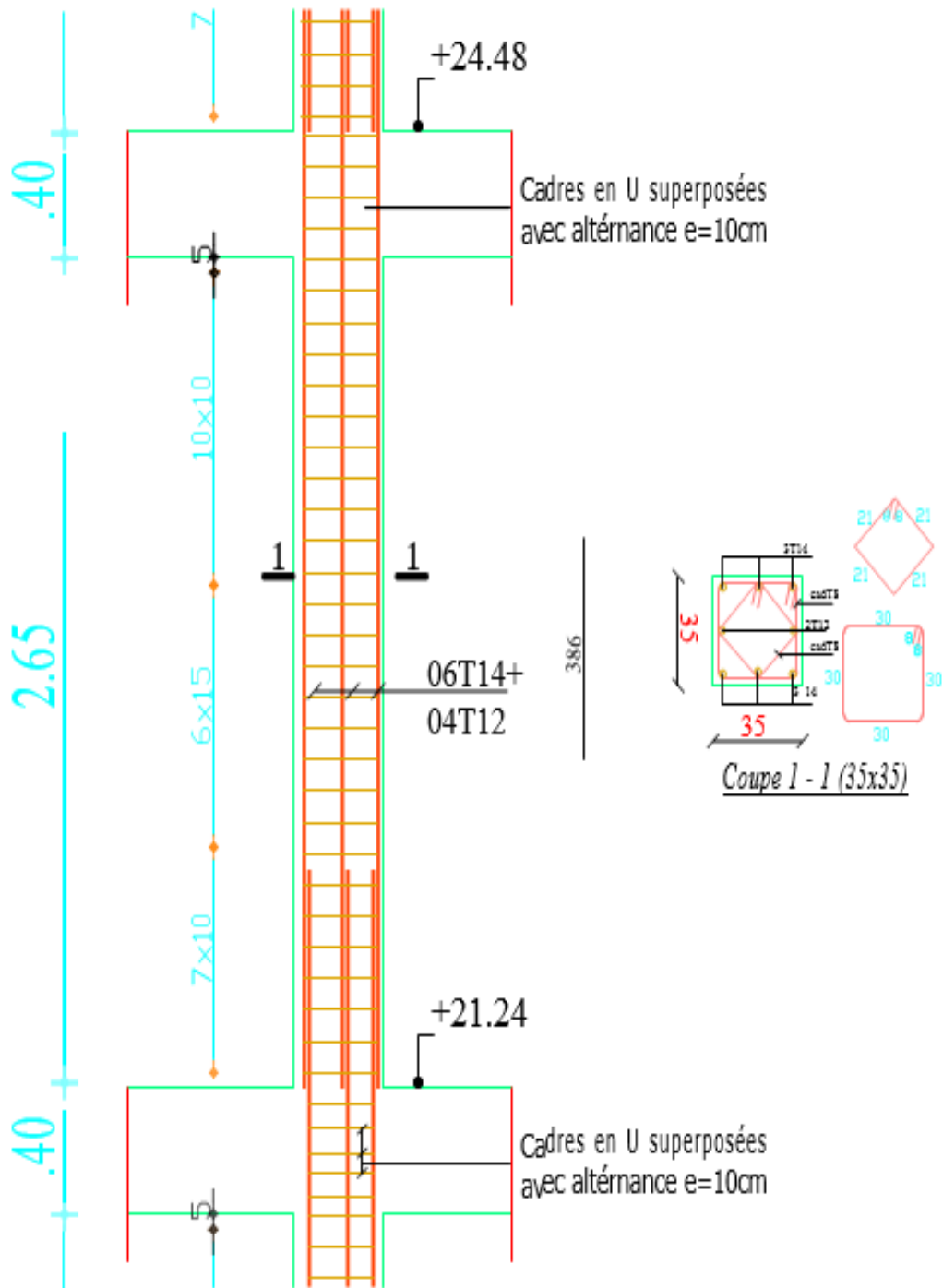


Figure V-5: ferraillage de poteaux (7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème})

V.3 Etude des poutres:

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment Fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA/2003** et celles données par le **CBA93**

V.3.1 Les recommandations du RPA99

➤ **Armatures longitudinales**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_L^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- ✓ 4% de la section de béton en zone courante.
- ✓ 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ (zone IIa).

➤ **Armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit:

$$S_t = \min (h/4; 12 \times \Phi_1). \text{ Dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 : \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Sollicitation et ferrailage des poutres :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, vu la différence, négligeable des sollicitations dans les poutres dans les différents étages, on a opté, au même ferrailage pour tous les niveaux sauf deux étages (RDC, duplex)

➤ **Exemple de calcul (RDC et 1ere) :**

En travées : 1.35Gm 1.5Q combinaison (ELU) des règles et on vérifie avec la

combinaison (ELS) : G+Q

• en appui : RPA99/V2003

G+Q ±E

0.8

G± E

1. Poutre principales

a) En travée :

1.35G+ 1.5Q combinaison (ELU) des règles CBA 93 et on vérifie avec la combinaison (ELS) : G+Q

$$\text{Section} = (45 \times 30); d = 42 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

On a : $M_t = 213 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.0714$$

$$\mu_{bu} = 0.0714 < 0.186$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2 < A_s = 17.6 \text{ cm}^2$$

• Par robot éxpair:

The screenshot shows the 'Charges (kN*m)' section with the following data:

ELU :	$M_{max} = 213.00$	$M_{min} = 0.00$
ELS :	$M_{max} = 35.00$	$M_{min} = 0.00$
ELA :	$M_{max} = 0.00$	$M_{min} = 0.00$

The 'Résultats' section shows:

$A_{s1} = 17.6$ cm ²	$A_{s2} = 0.0$ cm ²
% d'armatures $\rho = 1.40$ %	
Valeurs réglementaires	
% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ %	<input type="checkbox"/> Dispositions sismiques
% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$	

The 'Section (cm)' section shows:

b = 30.0	<input checked="" type="checkbox"/> Bloquée
h = 45.0	<input checked="" type="checkbox"/> Bloquée
d ₁ = 3.0	d ₂ = 3.0

• **Le pourcentage minimal d'armatures:**

$$A^{CBA} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,45 \times 0,30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A^{RPA} > 0.5\% . b.h = 0,005 \times 0,45 \times 0,30 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 17.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{résultats de robot éxpair})$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{CBA}, A_{min}^{RPA}) \mapsto \max(17.6; 1.35; 6.75)$$

$$\text{Alors: } A = 17.6 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 2HA20 + 3HA25 = 21.55 \text{ cm}^2$$

b) On appuis : RPA99/V3

G+Q+E

0.8G+E

$$\mu_{bu} = 0.131$$

$$\mu_{bu} = 0.131 < 0.186$$

Condition non fragilité :

$$A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2 < A_s = 17.6 \text{ cm}^2$$

• **par robot éxpair :**

The screenshot shows the 'Charges (kN*m)' section with the following data:

ELU :	$M_{max} = 0.00$	$M_{min} = -219.80$
ELS :	$M_{max} = 0.00$	$M_{min} = -63.00$
ELA :	$M_{max} = 0.00$	$M_{min} = 0.00$

The 'Résultats' section shows:

$A_{s1} = 0.0$ cm ²	$A_{s2} = 18.3$ cm ²
% d'armatures $\rho = 1.45$ %	
Valeurs réglementaires	
% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ %	<input type="checkbox"/> Dispositions sismiques
% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$	

The 'Section (cm)' section shows:

b = 30.0	<input checked="" type="checkbox"/> Bloquée
h = 45.0	<input checked="" type="checkbox"/> Bloquée
d ₁ = 3.0	d ₂ = 3.0

• **Le pourcentage minimal d'armatures:**

$$A^{CBA} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,45 \times 0,30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A^{RPA} > 0.5\% . b.h = 0,005 \times 0,45 \times 0,30 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 18.3 \text{ cm}^2 \quad (\text{résultat de robot éxpair})$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{CBA}, A_{min}^{RPA}) \rightarrow \max(18.3; 1.35; 6.75)$$

Alors : $A=18.3 \text{ cm}^2$ on adopte $2HA20+3HA25=21.55 \text{ cm}^2$

2. Poutre secondaire

a) En travée :

Section = (40×30) ; $d = 36 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

On a :

$$\mu_{bu} = 0.0186$$

$$\mu_{bu} = 0.0186 < 0.186$$

condition de non fragilité :

$$A_{min}=6 \text{ cm}^2 < A_s=22.6 \text{ cm}^2$$

- par robot éxpair :

The screenshot shows the Robot software interface with the following data:

Charges (kN*m)				
ELU :	$M_{max} =$	-218.00	$M_{min} =$	0.00
ELS :	$M_{max} =$	-35.00	$M_{min} =$	0.00
ELA :	$M_{max} =$	0.00	$M_{min} =$	0.00

Prise en compte des armatures comprimées

Résultats					
$A_{s1} =$	0.0	cm ²	$A_{s2} =$	22.6	cm ²
% d'armatures		$\rho =$	2.03 %		
Valeurs réglementaires					
% d'armatures minimum	$\rho_{min} =$	0.11 %		<input type="checkbox"/> Dispositions sismiques	
% d'armatures maximum	$\rho_{max} =$	N/A			

Section (cm)	
b =	30.0 <input checked="" type="checkbox"/> Bloquée
h =	40.0 <input checked="" type="checkbox"/> Bloquée
$d_1 =$	3.0
$d_2 =$	3.0

- **Le pourcentage minimal d'armatures:**

$$A^{CBA} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,40 \times 0,30 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A^{RPA} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 0,40 \times 0,30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal}=22.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{résultat de robot éxpair})$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{CBA}, A_{min}^{RPA}) \rightarrow \max(22.6, 1.2, 6)$$

Alors: $A=22.6 \text{ cm}^2$, on adopte $3HA20+3HA25=24.15 \text{ cm}^2$

On appuis :

On a: $M_u=22.78 \text{ KN}$ * $\mu_{bu} = 0.042$ * $\mu_{bu} = 0.042 < 0.186$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min}=6 \text{ cm}^2 < A_s=22.7 \text{ cm}^2$$

• **par robot éxpair :**

The screenshot shows a software interface with the following data:

- Charges (kN*m):**
 - ELU: $M_{max} = 0.00$, $M_{min} = -219.00$
 - ELS: $M_{max} = 0.00$, $M_{min} = -63.00$
 - ELA: $M_{max} = 0.00$, $M_{min} = 0.00$
- Résultats:**
 - $A_{s1} = 0.0$ cm², $A_{s2} = 22.7$ cm²
 - % d'armatures $\rho = 2.05$ %
 - Valeurs réglementaires:
 - % d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ %
 - % d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$
- Section (cm):**
 - $b = 30.0$ (Bloquée)
 - $h = 40.0$ (Bloquée)
 - $d_1 = 3.0$, $d_2 = 3.0$

• **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A^{CBA} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,40 \times 0,30 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A^{RPA} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 0,40 \times 0,30 = 6\text{cm}^2$$

$$A_{cal} = 22.7 \text{ cm}^2 \quad (\text{risultat de robot éxpair})$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{CBA}, A_{min}^{RPA}) \rightarrow \max(22.7; 1.2; 6)$$

$$\text{Alors: } A = 22.7 \text{ cm}^2, \quad \text{on adopte } 3\text{HA}20 + 3\text{HA}25 = 24.15 \text{ cm}^2$$

• **Longueur de recouvrement**

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L > 40 \times \emptyset \text{ en zone IIa.}$$

$$\emptyset = 20 \text{ mm donc } L_r > 80 \text{ cm ; on adopte } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 25 \text{ mm donc } L_r > 100 \text{ cm ; on adopte } L_r = 100 \text{ cm.}$$

• **Pourcentages total maximum des aciers longitudinaux**

-**En zone courante**

$$\text{Poutres principales} \rightarrow 3\text{HA}25 + 2\text{HA}20 = 21.01 \text{ cm}^2 < 4\%(b \times h) = 54 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Poutres secondaires} \rightarrow 3\text{HA}20 + 3\text{HA}20 = 24.15 < 4\%(b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

-**En zone recouvrement**

$$\text{Poutres principales} \rightarrow 3\text{HA}25 + 2\text{HA}20 = 21.01 \text{ cm}^2 < 6\%(b \times h) = 81 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Poutres secondaires} \rightarrow 3\text{HA}20 + 3\text{HA}25 = 24.15 \text{ cm}^2 < 6\%(b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

• **Les armatures transversales**

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

• **Poutres principales**

$$\Phi \leq \min\left(\Phi I; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\Phi I = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi I; \frac{40}{35}; \frac{30}{10} \right) = \min(1.2; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\Phi I = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Calcul des espacements des Armatures transversales**

Selon RPA 99 /03

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \times \Phi I; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm; soit } S_t = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm; soit } S_t = 15\text{cm}$$

- **Vérifications des sections d'armatures transversales**

$$A_l^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{l\min} \quad \text{c'est vérifié}$$

- **Vérifications de l'effort tranchant**

$$\tau = \frac{V_U}{b \times d}$$

Tableau V-4 : Vérifications de l'effort tranchant

Poutres	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	225.64	0.179	3,33	vérifiée
Secondaires	110.41	0.087	3,33	vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

- **Vérification à L'ELS**

- **État limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau V-5 : Vérification de la contrainte

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _c (MPa)	Observation
Principales	Appuis	75.64	111829.82	13.83	9,35	<u>15</u>	vérifiée
	Travée	41.10	96864.88	12.89	5.47	<u>15</u>	vérifiée
Secondaires	Appuis	16.24	64795.12	11.32	2.83	<u>15</u>	vérifiée
	Travée	7.13	64795.12	11.32	1.25	<u>15</u>	vérifiée

Vérification de flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas Vérifiée **CBA93**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h_t}{L} > \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Vitrifié des flèches

• Poutres Principales :

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{480} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10} \times M_0 = \frac{213}{10} \times 245 = 0.086 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{480} = 0.09 > \frac{A_s}{b_0} \times d = \frac{9.24}{35} \times 42 = 0.0069 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{vérifiée}$$

• Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{400} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.106 \geq \frac{M_t}{10} \times M_0 = \frac{218}{10} \times 245 = 0.086 \quad \text{vérifiée}$$

Avec :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{400} = 0.1 > \frac{A_s}{b_0} \times d = \frac{6.79}{35} \times 33 = 0.0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{vérifiée}$$

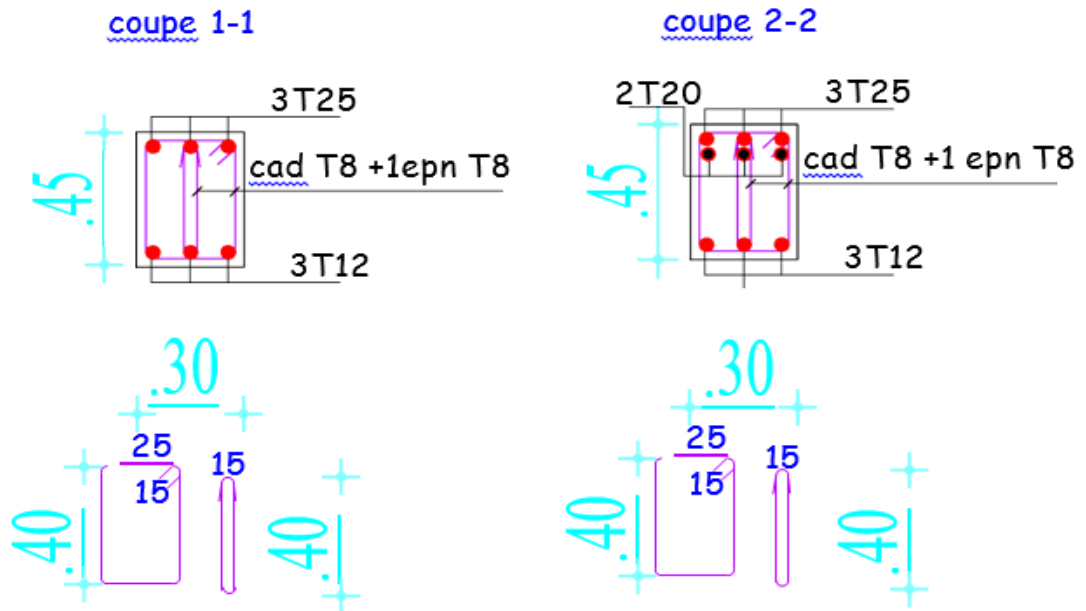
Tableau V-6 : ferrailage des poutres

Niveaux	type	section	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adop(cm ²)
RDC	Poutre principal	45×30	Appuis	219.8	8.3	6.75	3HA25+2HA20 =21.01
			Travée	213	7.6		3HA25+2HA20 =21.01
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	219	22.7	6	3HA25+3HA20 =24.15
			Travée	218	22.6		3HA25+3HA20 =24.15
Les étages courants	Poutre principal	45×30	Appuis	219.8	18.3	6.75	3HA25+2HA20 =21.01
			Travée	213	17.6		3HA25+2HA20 =21.01
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	219	22.7	6	3HA25+3HA20 =24.15
			Travée	218	22.6		3HA25+3HA20 =24.15
terasse	Poutre principal	45×30	Appuis	219.8	18.3	6.75	3HA25+2HA20 =21.01
			Travée	213	17.6		3HA25+2HA20 =21.01
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	219	22.7	6	3HA25+3HA20 =24.15
			Travée	218	22.6		3HA25+3HA20 =24.15

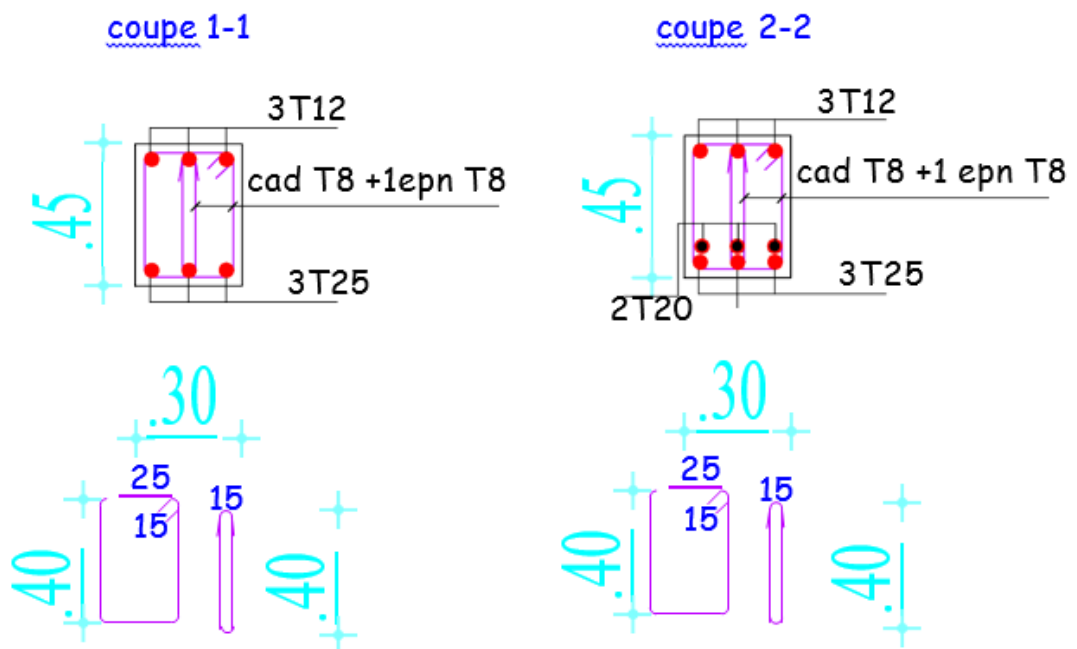
V.3.3 Schéma de ferrailage des poutres :
(RDC+Les étages)

Poutre principal:

1-En appuis:

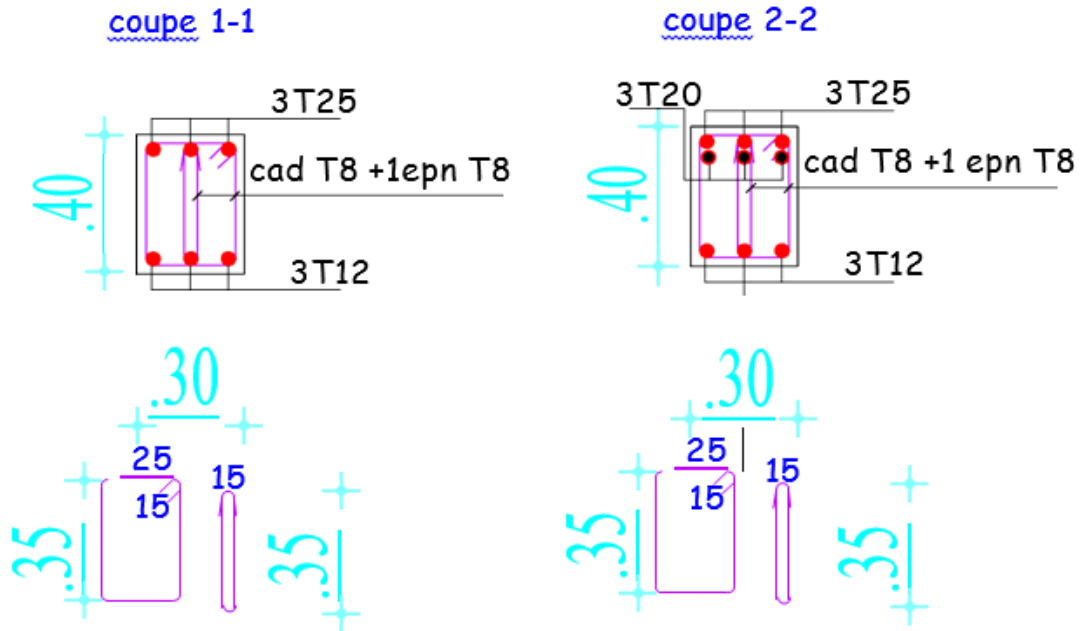


2-En travée:



Poutre secondaire:

1-En appuis:



2-En travée:

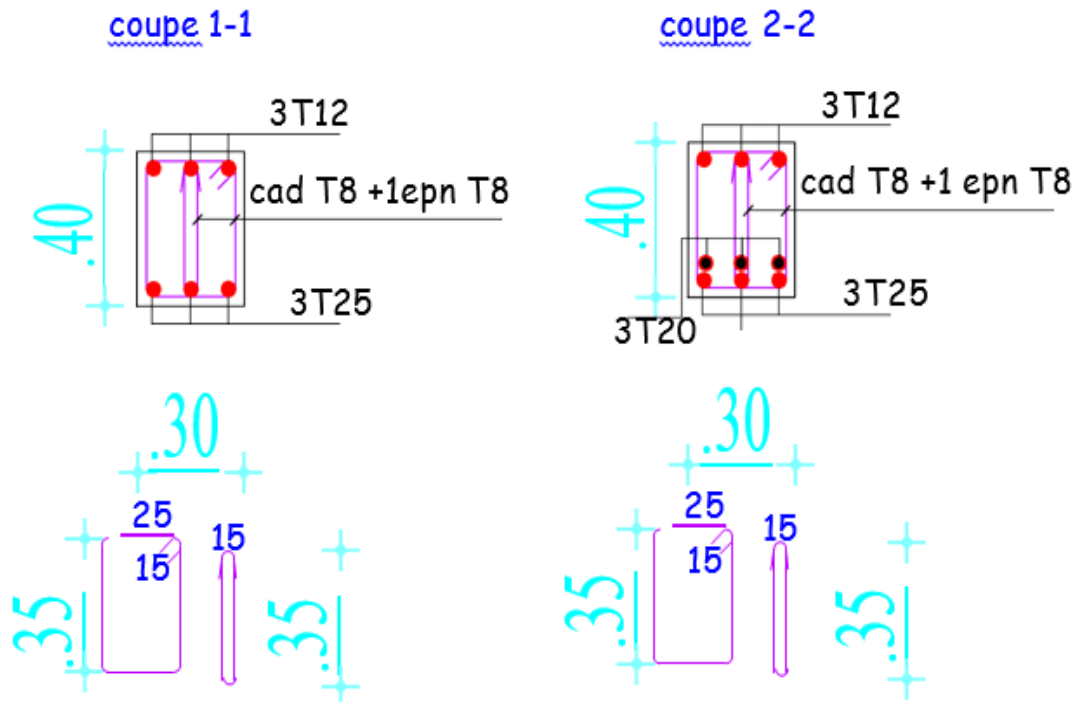


Figure V-4:ferraillage des poutre

V.4 Etude des voiles :

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4. A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone Iia moyenne sismicité.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause de ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Rupture par flexion
- ✓ Rupture en flexion par les effort tranchant
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton

V.4.1 Les recommandations du RPA99

• Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux

nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- Le pourcentage minimale sur toute la zone tendue est de $0,2\% \times l_t \times e$
Avec : l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extremes doivent être ligatures par des cadres horizontaux dont l'espaceur (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile;
- L'espaceur des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

• Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants.

Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10 \varnothing$.

• Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

• Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{VJ} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec: } 1,4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

• Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{min} = 0.15\%$ section globale du voile.

- $A_{min} = 0.1\%$ zone courante

L'espace des barres (horizontales et verticales)

- $S < \min(1.5e; 30\text{cm})$.

-Diamètre des barres (horizontales et verticales)

- $\emptyset < e/10$

-Longueur de recouvrement

- $L_r = 40 \emptyset$ en zone qui peut être tendue.

- $L_r = 20 \emptyset$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

• **Exemple de calcul de ferrailage et des vérifications :**

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile

($h=1.275\text{m}$) pour différentes sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles

Sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des

autres voiles.

• **Armatures verticales**

Cas de $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

$M_{max}=199.60\text{KN.m}$; $N_{max}= -46.39 \text{ KN.m}$; $V_{max}=48.16\text{KN.m}$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} h= 1,275\text{m} ; L = 3.73 \\ b=0.20; d'=0.03\text{m}; d=1.245\text{m} \end{array} \right.$

a. Calcul de longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0,8L = 0,8(4.08 - 0.35) = 2,984\text{m}$$

b. calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2.984 \sqrt{12}}{1.275} = 8.10$$

C. calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M}{N} = -4.3\text{m} > \frac{h}{2} = 0.63\text{m}$$

d. Vérification de la condition de flambement

$$\lambda = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\} = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{4.3}{1.275}; 100 \right) \right\} = 100$$

$h = 8.10 < 100$ condition vérifiée

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

Selon le RPA99V2003 :

$$A^{RPA} = 0,20\% B = 0,20\% b L_t = 0,0020 \times 20 \times 67.5 = 2.7\text{cm}^2$$

$$A_s = 8.45\text{cm}^2 > A^{RPA} = 2.7\text{cm}^2$$

Donc :

$$A'_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{8.45 \times 127.5}{67.5} = 15.96 \text{ cm}^2$$

Acier de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{48.16}{400} \times 10^{-2} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Cette section d'acier s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suite:

$$A_v = A'_s + A_{vj} = 15.96 + 1.32 = 17.28 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal :

Selon le CBA 93 :

$$A_s = A'_s = A_{\min} = \max\left(\frac{Bh}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_v = 17.28 > A_s^{CBA} = 3 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99V2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné

comme suite :

Globalement dans la section du voile 0,15%

$$A_{\min}^{RPA} = 0.15\% B = 0.15\% bL = 0.0015 \times 20 \times 127.5 = 3.825 \text{ cm}^2$$

En Zone courante 0.10%

$$A_{\min}^{RPA} = 0.10\% B = 0.10\% bL = 0.0010 \times 20 \times 127.5 = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max(A_s^{\text{calculé}}, A_{\min}^{RPA}, A_{\min}^{CBA}) = 17.28 \text{ cm}^2. \text{ pour une seule face .}$$

On adopte pour acier vertical :(6HA20) $\Rightarrow A_s = 18.84 \text{ cm}^2$

L'espacement entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suite :

$$s \leq \min\{1,5a; 30\text{cm}\} = \min\{1,5 \times 20; 30\text{cm}\} = 30\text{cm}$$

Donc, on n'adopte :

Zone d'about : s=10cm

Zone courante : s=25cm

• **Ferraillage horizontal**

Ferraillage minimal :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{min}^{RPA} = 0.15\%B = 0.15BI = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3cm^2$$

On adopte :() $\Rightarrow A_H = 4,71 cm^2$
Avec un espacement : $s=15cm$.

Ferrailage transversal :

Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm** pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8 mm** pour garder un écartement

Constant entre les nappes d'aciers et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution L'espacement des cadres transversaux sera de **15cm**, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de **4** par mètre carré.

Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U)

Selon l'RPA99V2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4V}{0.9hb} = \frac{1.4 \times 48.16}{0.9 \times 1.275 \times 0.2} \times 10^{-3} = 0.29Mpa < \tau_b$$

$$= 5Mpa \dots \dots \text{condition } v$$

Pour les cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa \right\} = 2.5Mpa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} = \frac{48.16}{0.2 \times 1.245} \times 10^{-3} = 0.19Mpa < 2.5Mpa \dots \dots \dots C.V$$

V.4.3 Ferrailage

	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]
1	1	principale - barres en U	HA 500	6	21	26	A = 0,36	B = 0,13	C = 0,36
2	2	Principale horizontale	HA 500	6	00	26	A = 0,94		
3	3	Principale verticale	HA 500	6	00	6	A = 3,55		
4	4	de bord longitudinale	HA 500	14	00	4	A = 3,83		
5	5	de bord transversale	HA 500	6	31	62	A = 0,12	B = 0,12	C = 0,12
6	6	de bord longitudinale	HA 500	10	00	4	A = 3,60		
7	7	Epingles	HA 500	6	00	18	A = 0,14		

Tableau V-7 :ferrailage des voiles

V.4.4 Schéma de ferrailage

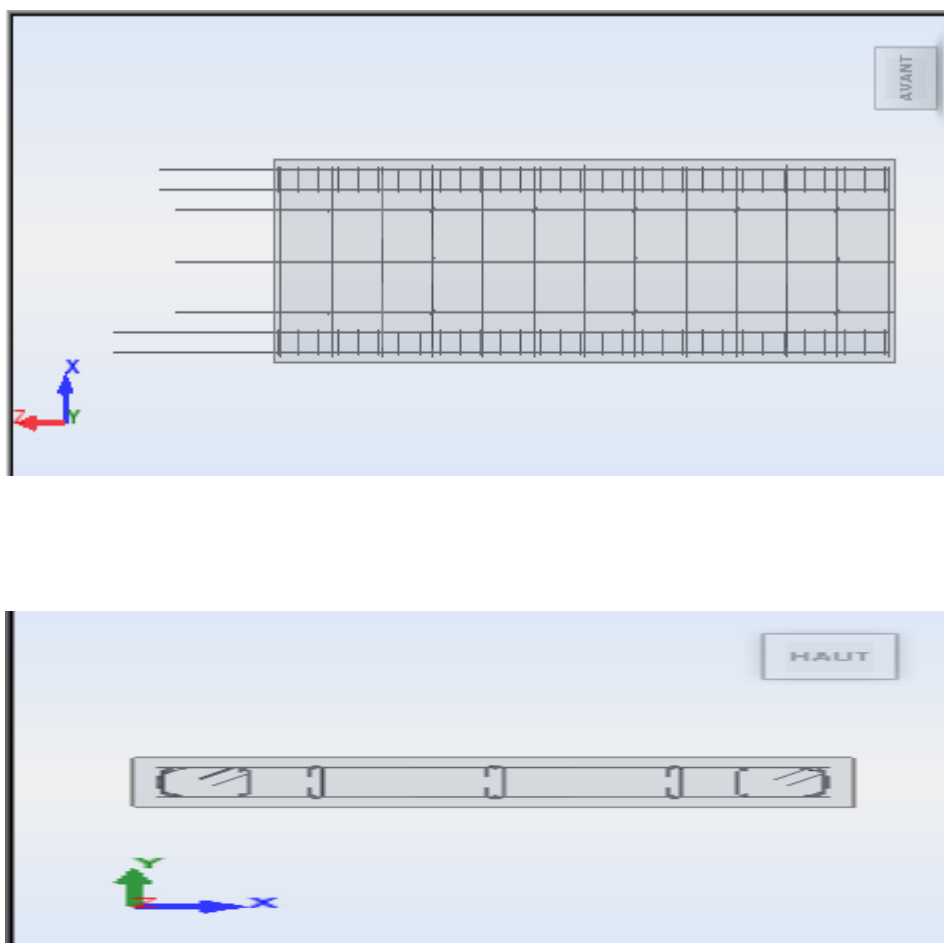


Figure V-6 :ferrailage de voile

Vérification au renversement :

<i>DIRECTION X</i>							
ETAGE	V _x (KN)	h (m)	w (KN)	X _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	1308.09	3.06	1682431	11	4002.7554	18506743.64	OK
2	1277.78	6.12			7820.0136		OK
3	1208.81	9.18			11096.8758		OK
4	1115.38	12.24			13652.2512		OK
5	998.22	15.3			15272.766		OK
6	858.07	18.36			15754.1652		OK
7	696.52	21.42			14919.4584		OK
8	505.34	24.48			12370.7232		OK
9	273.22	27.54			7524.4788		OK

<i>DIRECTION y</i>							
ETAGE	V _y (KN)	h (m)	w (KN)	Y _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	1395.62	3.06	1682431	5	4270.5972	8412156.2	OK
2	1366.89	6.12			8365.3668		OK
3	1298.38	9.18			11919.1284		OK
4	1202.45	12.24			14717.988		OK
5	1079.44	15.3			16515.432		OK
6	929.69	18.36			17069.1084		OK
7	754.8	21.42			16167.816		OK
8	548.75	24.48			13433.4		OK
9	297.81	27.54			8201.6874		OK

Tableau V-8 : Vérification au renversement

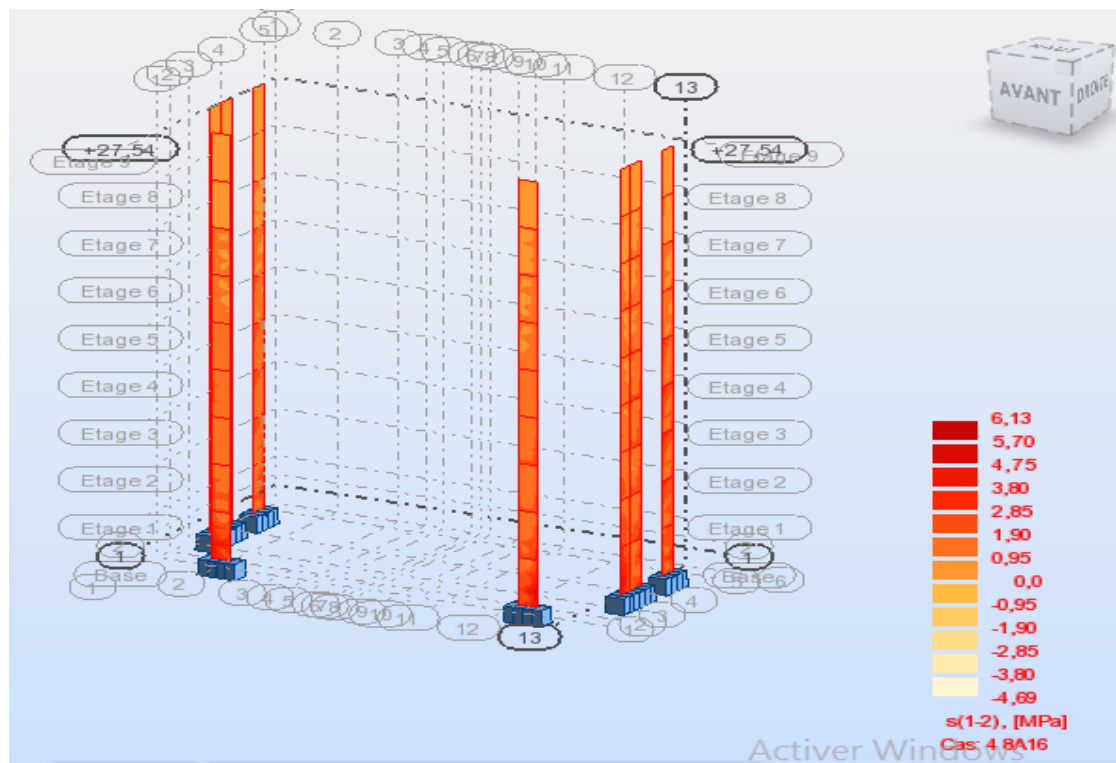


Figure V-7 : les voiles d'un bâtiment (R+8)

Conclusion générale

Au cours de nos recherches, nous pensons avoir pu obtenir un large aperçu de la majorité des parties enquêtées. Ces recherches nous ont permis d'approfondir nos connaissances sur les nombreuses étapes du calcul de structure ainsi que de nous familiariser avec l'ensemble des réglementations en vigueur. Pour nous, il y avait une double motivation : apprendre à comprendre les problèmes de calcul structurel difficiles et faire les premiers pas vers la résolution de problèmes du monde réel.

Voici les conclusions tirées à la suite de ce travail :

Plusieurs configurations ont été essayées dans l'étude dynamique, mais les résultats n'étaient pas conformes aux recommandations de la RPA. En termes d'effort et de distance, la version choisie a donné des résultats satisfaisants.

Il est indéniable que l'analyse sismique est une étape cruciale dans la vision parasismique des structures. De ce fait, des modifications potentielles du système anti-contre-mesures peuvent être apportées au cours de cette étape. De ce fait, lors du calcul d'une structure, les résultats de l'étape de pré-dimensionnement ne sont que provisoires.

Enfin, si ce projet nous a servi d'apprentissage et s'est révélé extrêmement bénéfique au niveau de l'utilisation de l'outil informatique, sa maîtrise demeure une étape critique qui nécessite la connaissance de certains concepts fondamentaux issus de la maîtrise en sciences afin de réduire le risque sismique à un minimum en adoptant une conception optimale répondant aux exigences architecturales et de sécurité.

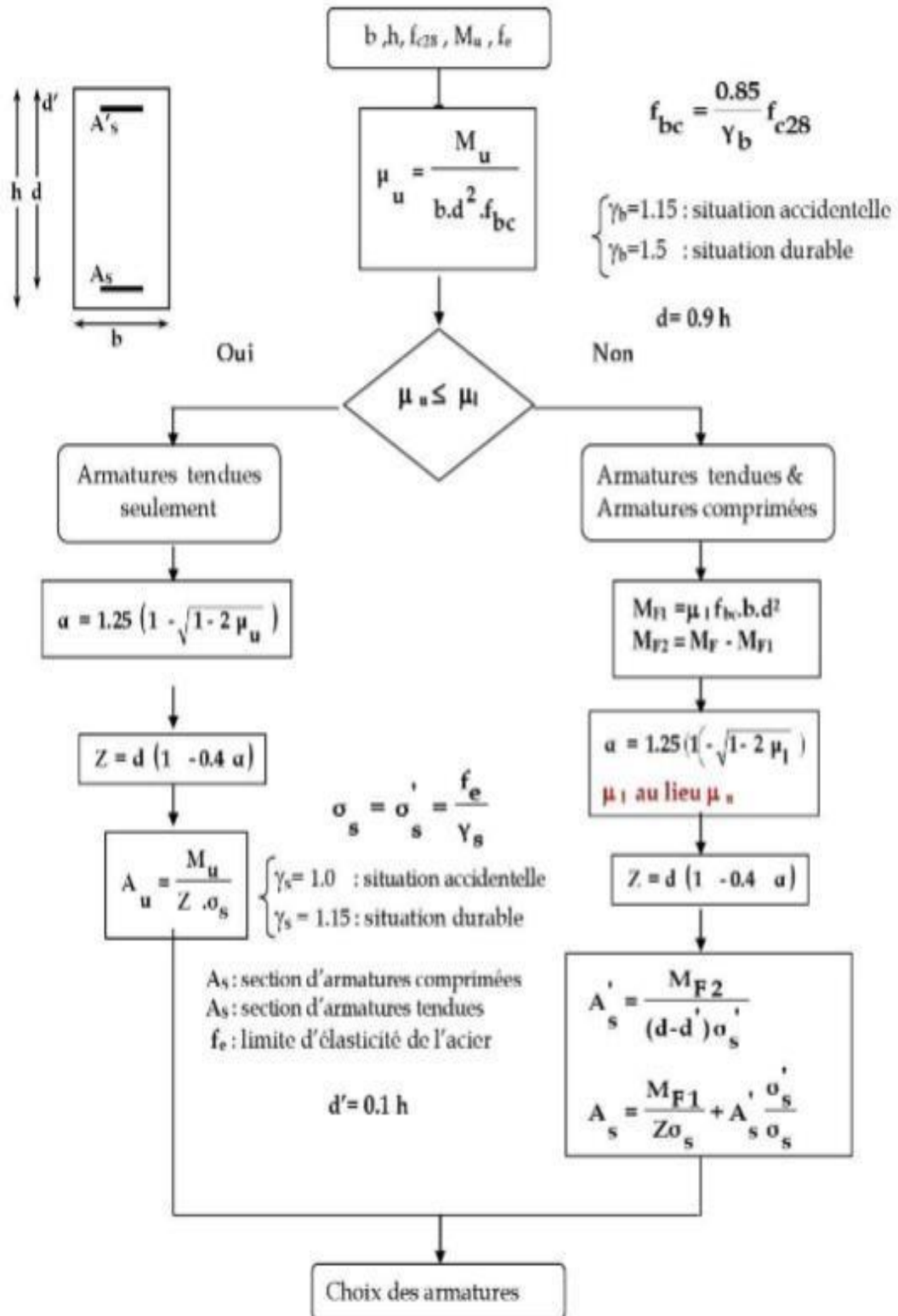
Cependant, ce travail n'est pas une fin en soi, mais plutôt une étape concrète vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la pensée imaginative d'un ingénieur.

Les Annexes

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime



Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_x}{l_y}$ \ $\frac{l_y}{l_x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,200	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Diamètre	Poids	Périmètre	Section pour N barres en cm ²									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	1,57	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	1,88	0,283	0,565	0,848	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	2,51	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	3,14	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	10,05	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

Les formules

$$* f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28}$$

$$* f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

$$* f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$* \sigma_{admBC} = 15MPa$$

$$* \tau = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$* \sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$* \sigma = f_e$$

$$* u_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$* a_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}})$$

$$* A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$* y = b y^2 + 30 A y - 30 d A = 0$$

$$* \frac{I}{AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15[A(b - y)^2]$$

$$* \delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$* \delta_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$* \tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

$$* Z = d(1 - 0.4 \alpha_u)$$

$$* A_{su} = \frac{M_t}{z \times \delta_{st}}$$

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENT

- Document technique réglementaire DTR BC 2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (code de béton armé (CBA 93)).
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

COURS

- Béton armé Mr LOGZIT
- Dynamique des structures... Mr MAZOUZ
- Bâtiments.....Mr DJOUDI

LOGICIELS

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2017
- Word 2016
- Excel 2016
- Adobe Illustrator

